



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN

“DISEÑO DE ESTRUCTURAS MAYORES PARA
UNA SUBESTACIÓN ELÉCTRICA”

TESINA

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA:

DANIEL DOMINGO DUEÑAS GONZÁLEZ

Asesor: ING. CARLOS ARCE LEÓN



DICIEMBRE DEL 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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

A Dios que siempre estuvo a mi lado y que gracias a Él, cumpla ahora una de mis muchas metas que me he propuesto en la vida.

A toda mi familia en especial a mi madre Rosa María González Tapia por habernos sacado adelante a mis hermanos y a mí en los tiempos difíciles, a mis hermanos: Carmen, Olivia, Alejandra, José Juan y Lilia, Gracias por su apoyo. A mis sobrinos Ricardo, Gabriela, Hugo Isaac, Israel, Diana, Omar, Fabiola, Karla, Itzel y Daniela. A mi cuñado Raúl Sánchez Lona.

A mis compañeros y amigos de trabajo que de alguna u otra manera me apoyaron mucho en la realización de este trabajo en especial a los ingenieros del Área de Ingeniería Civil de la Compañía de Luz y Fuerza del Centro. A Félix, Raúl, Víctor, Araceli, Guillermo y Jorge de Dirac. A Raúl, Víctor, Ángel, Ignacio e Isaac.

A los ingenieros Carlos Arce León, Francisco Pérez Arellano, Leonardo Álvarez, Manuel Gómez G. al Doc. Hugo Hernández Barrios y de mas ingenieros docentes que me apoyaron durante mi formación académica en la FES Acatlán.

A mis amigos de la generación 97 de la carrera de ingeniería civil de la FES Acatlán, en especial a José L. Stevensón, Alejandro Perea., Miriam Torales. Carlos Ortiz, Arturo Chávez, Israel Espinosa, Ricardo Rojas, Carlos Loza, Alberto Cacho, Francisco Coss, Federico Velásquez, etc.

INTRODUCCIÓN

OBJETIVO

Pág.

I ANTECEDENTES

1

- 1.1 *Definición de subestación*
- 1.2 *Descripción de la obra*
- 1.3 *Ubicación geográfica*
- 1.4 *Caracterización del sitio*
- 1.5 *Planos eléctricos*

1
1
2
2
3

II REQUISITOS DE DISEÑO

9

- 2.1 *Tipo de estructuración*
- 2.2 *Resistencia de los elementos*
- 2.3 *Dimensiones mínimas*
- 2.4 *Esbeltez*
- 2.5 *Conexiones*
- 2.6 *Galvanizado*

9
10
10
11
12
14

III ANÁLISIS ESTRUCTURAL

16

3.1 *Condiciones básicas de carga*

16

- 3.1.1 *Carga permanente*
- 3.1.2 *Peso Propio*
- 3.1.3 *Carga de viento en los cables*
 - 3.1.3.1 *Dirección "X"*
 - 3.1.3.1.1 *Con un Tr igual a 10 años*
 - 3.1.3.1.2 *Con un Tr igual a 200 años*
 - 3.1.3.2 *Dirección "Y"*
 - 3.1.3.2.1 *Con un Tr igual a 10 años*
 - 3.1.3.2.2 *Con un Tr igual a 200 años*
- 3.1.4 *Carga de viento sobre la estructura*
 - 3.1.4.1 *Dirección "X"*
 - 3.1.4.1.1 *Con un Tr igual a 10 años*
 - 3.1.4.1.2 *Con un Tr igual a 200 años*
 - 3.1.4.2 *Dirección "Y"*
 - 3.1.4.2.1 *Con un Tr igual a 10 años*
 - 3.1.4.2.2 *Con un Tr igual a 200 años*
- 3.1.5 *Cargas por sismo*
 - 3.1.5.1 *Dirección "X"*
 - 3.1.5.2 *Dirección "Y"*

16
36
36
36
42
44
45
45
50
54
54
54
59
62
62
65
67
72
72

3.1.6 Ruptura de conductor	73
3.1.6.1 Ruptura en carga permanente para el análisis en dirección "X"	73
3.1.6.2 Ruptura en carga permanente para el análisis en dirección "Y"	73
3.1.6.3 Ruptura en carga de viento en cables con Tr igual a 10 años (dirección "X")	74
3.1.6.4 Ruptura en carga de viento en cables con Tr igual a 10 años (dirección "Y")	74
3.1.7 Cargas por hielo	75
3.2 <i>Combinaciones y factores de carga</i>	75
3.3 <i>Modelo del cuerpo dos utilizando el programa SAP 2000 Ver 7.40</i>	79
IV DISEÑO ESTRUCTURAL	81
4.1 <i>Revisión de los estados límites de servicio</i>	81
4.2 <i>Diseño de elementos utilizando el criterio LRFD</i>	85
4.2.1 <i>Cuerdas</i>	85
4.2.2 <i>Diagonales</i>	98
4.3 <i>Diseño de conexiones</i>	109
4.4 <i>Diseño de anclas y placas base</i>	115
4.5 <i>Diseño de cimentación</i>	127
4.6 <i>Recomendaciones de diseño</i>	149
CONCLUSIONES	153
REFERENCIAS	154
ANEXO	
APÉNDICE	

INTRODUCCIÓN

En la ingeniería estructural hay infinidad de sistemas estructurales que satisfacen los requisitos de funcionalidad y seguridad, según el fin para las que son diseñadas.

También hay sistemas estructurales muy particulares que por las características a las que van estar expuestas durante su vida útil, además de sus costo, son las optimas para utilizar y que de alguna manera se van normalizando según la función para las que son diseñadas. Como ejemplo, la cortina de una presa, la armadura de un puente, las torres de transmisión de energía eléctrica, entre otras.

Esta tesina se enfoca a un sistema en particular que; por sus características de funcionalidad, construcción y costo, es el más apropiado de utilizar y es el sistema de marcos en celosía para el diseño de las estructuras mayores de una subestación eléctrica. Es importante mencionar que lo que se expone en este trabajo no es forzosamente lo que se puede aplicar o utilizar, el diseñador tiene la libertad de utilizar otro sistema siempre y cuando justifique los requisitos de funcionalidad, seguridad, construcción y costo.

Se expone el desarrollo de un proyecto de una subestación eléctrica mediante el diseño de un marco en particular que comprende las estructuras mayores de dicho proyecto. Cabe mencionar que los criterios utilizados para el diseño del marco, son los mismos para los demás.

El trabajo comprende 4 capítulos que muestran de una forma clara y práctica cada uno de los procesos del diseño y que a continuación se resumen:

Primer capítulo: Expone conceptos y características del proyecto que va a ser desarrollado y que contiene información necesaria para comenzar el diseño de estas estructuras.

Segundo capítulo: Indica los requisitos de diseño que deben cumplir este tipo de estructuras y que por norma, deben ser cumplidos.

Tercer capítulo: Expone los criterios que se utilizan generalmente para el análisis. Se efectúan los cálculos de cada estado de carga para después realizar las combinaciones, al final se lleva a cabo la generación del modelo en el programa de análisis estructural SAP2000 Versión 7.4 incluyendo el cargado del modelo y la realización del análisis.

Cuarto capítulo: Es el diseño estructural, en este capítulo, se lleva acabo la revisión de los estados límites de servicio, el diseño de los elementos utilizando el criterio de esfuerzos últimos LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), el diseño de las conexiones y finalmente el diseño de la cimentación.

Al final se muestran una serie imágenes de la fabricación y montaje de la estructura en celosía.

OBJETIVO

Exponer los criterios de análisis mediante un ejemplo de aplicación desarrollando un proyecto para el diseño las estructuras mayores de una subestación eléctrica.

CAPÍTULO 1

I ANTECEDENTES

1.1 Definición de subestación

1.2 Descripción de la obra

1.3 Ubicación geográfica

1.4 Caracterización del sitio

1.5 Planos eléctricos

I ANTECEDENTES

1.1 Definición de subestación

Una subestación es un conjunto de dispositivos eléctricos, que forman parte de un sistema eléctrico de potencia; sus funciones principales son el transformar tensiones y derivar circuitos de potencia.

Las subestaciones se pueden denominar, de acuerdo con el tipo de función que desarrolla, en tres tipos:

- a) Subestaciones variadoras de tensión.
- b) Subestaciones de maniobra ó seccionadoras de circuitos.
- c) Subestaciones mixtas (es una mezcla de las dos anteriores).

De acuerdo con la potencia y tensión que manejan las subestaciones, estas se pueden agrupar en:

- a) Subestaciones de transmisión, arriba de 230 kV.
- b) Subestaciones de subtransmisión, entre 230 y 115 kV.
- c) Subestaciones de distribución primaria, entre 115 y 23 kV
- d) Subestaciones de distribución secundaria, debajo de 23 kV.

1.2 Descripción de la obra

Con el fin de satisfacer la demanda eléctrica de la zona, la Comisión Federal de Electricidad **C.F.E.** tiene planeado la ampliación de la subestación (*S.E.*) *POTRERILLOS* que es una subestación de transmisión actualmente en operación comercial con las siguientes características¹:

- Un banco de transmisión de 100 Mega Vatios (MVA) formado por tres autotransformadores monofásicos de 33 MVA cada uno con tensiones de 230/115/13.8 kilo volts (kV) y otra de reserva de la misma capacidad y relación de voltaje que los anteriores.
- Cuatro alimentadores en 230 kV para las líneas de transmisión que enlazan a la subestación *POTRERILLOS* con las subestaciones *LEÓN I* y *LEÓN II*.
- Cuatro alimentadores en 115 kV para las líneas de transmisión que enlazan a la subestación *POTRERILLOS* con las subestaciones *LA MORA*, *SAN FRANCISCO*, *EL TORO* y *JESUS DEL MONTE*.

(1) Ver apéndice I.

La ampliación que se tiene planeada consiste en:

- Un banco de transformación de 375 MVA formado por tres autotransformadores monofásicos de 125 MVA, cada uno con tensiones de 400/230/34.5 kV, y otro de reserva de la misma relación de voltaje que los anteriores.
- Dos alimentadores en 400 kV para las líneas de transmisión que enlazan a la subestación *POTRERILLOS* con la subestación *SALAMANCA II*.

1.3 Ubicación geográfica

La subestación se ubica en el kilómetro 12 de la carretera León-Cuernavaca, al norte del poblado de la Sandía en el estado de Guanajuato, Méx., como se muestra en la Fig. 1.

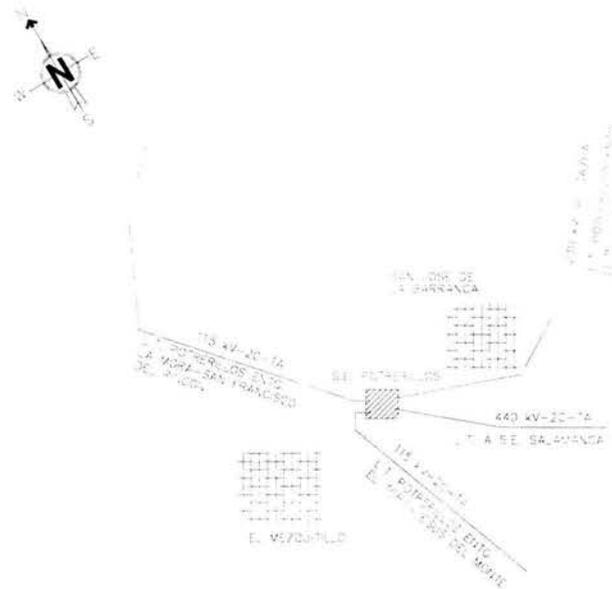


Fig. 1 Croquis de localización.

1.4 Caracterización del sitio

A continuación se proporciona la información propia del sitio necesaria para el diseño de las estructuras de la subestación¹:

Altitud (msnm).....	1885.00
Temperatura máxima promedio (°C).....	27.05
Temperatura máxima extrema (°C).....	40.00
Temperatura mínima promedio (°C).....	12.03
Temperatura mínima extrema (°C).....	-2.50
Días con heladas por año promedio.....	6.85

(1) Ver apéndice 1.

<i>Velocidad máxima de viento(Km/h)</i>	150.00
<i>Coefficiente sísmico del terreno tipo II</i>	0.30

1.5 Planos eléctricos

El área de ingeniería eléctrica es la encargada de generar toda la información referente a los tipos y características de cada uno de los equipos y conductores así como su ubicación de los mismos, sus posibles estructuraciones, niveles y posiciones, etc. y plasmar toda esta información en planos (eléctricos) para que el área civil comience a realizar el proyecto y la construcción de la subestación. En este trabajo no se hace referencia a las tareas realizadas por ingeniería eléctrica, se supone que ya hubo un trabajo y que solo se retoma la información generadas por ellos y la cual se indica en los siguientes planos:

El primer plano (*ARREGLO GENERAL*) muestra toda la subestación POTRERILLOS en planta con el área actual en operación y el área que se tiene planeado ampliar, además, muestra toda la información de la posición y ubicación de todas las estructuras mayores así como ejes, distancias, localización, notas, simbología, etc.

El segundo plano (*ZONA DE AMPLIACIÓN*) es similar al anterior pero sólo contempla al área por ampliar indicando algunos cortes.

El tercer plano (*CORTES*) muestra todos los cortes con referencia al plano *ZONA DE AMPLIACIÓN*, donde se indican las elevaciones, arreglos y posiciones de los conductores e hilos de guarda, además, de las elevaciones de las estructuras mayores.

El cuarto plano (*ISOMÉTRICO*) muestra una vista en 3D de la zona por ampliar de la subestación POTRERILLOS indicando niveles y distancias entre ejes de las estructuras. Se identifican arbitrariamente las columnas y las trabes.

CAPÍTULO 2

II REQUISITOS DE DISEÑO

2.1 Tipo de estructuración

2.2 Resistencia de los elementos

2.3 Dimensiones mínimas

2.4 Esbeltez

2.5 Conexiones

2.6 Galvanizado

II REQUISITOS DE DISEÑO

2.1 Tipos de estructuración

El sistema que generalmente se utiliza para este tipo de estructuras, es el sistema tensión-compresión que consta de una estructura a base de celosía como se muestra en la Fig. 2.

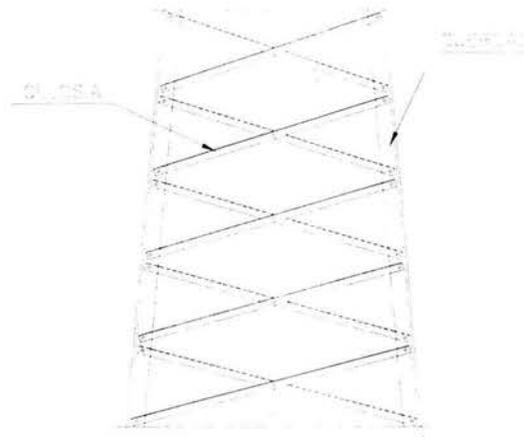


Fig. 2 Estructura en celosía.

En donde los elementos que forman el contorno de la estructura se le conocen como *cuerdas* ó *elementos principales* y a los elementos en diagonal que unen dichas cuerdas se conocen como *celosía*.

Hay dos tipos de celosías más comunes, la *celosía sencilla* (Fig. 3), que es cuando las diagonales van alternadas para que no coincidan en el mismo nudo en dos caras contiguas y la *celosía doble* (Fig. 4), en cuyo caso las diagonales que la forman se unen en su intersección.

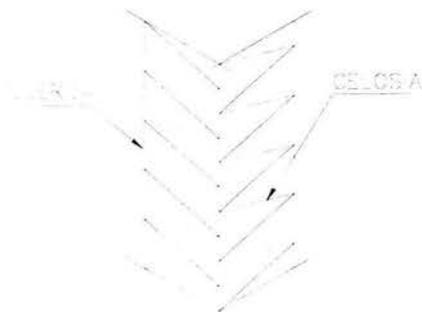


Fig. 3 Celosía sencilla.

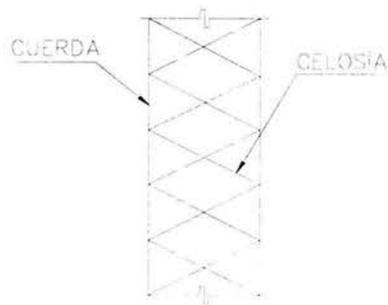


Fig. 4 Celosía doble.

La celosía debe espaciarse de manera que la relación de la longitud libre (L) del elemento (distancia entre conexiones) entre el radio de giro menor (r) de cada uno de los miembros principales (L/r), no sea mayor que la relación de esbeltez de la columna completa¹.

Los elementos que componen la celosía deben diseñarse de tal manera que resistan la fuerza cortante que resulte del análisis sobre la columna, pero como mínimo deben de resistir una fuerza cortante de 2.5 % de la carga axial total (P) de la columna¹ (Fig. 5).

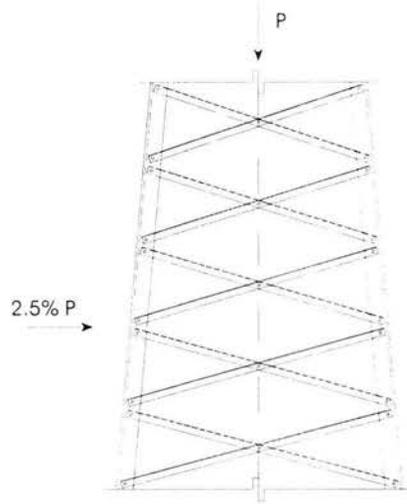


Fig. 5 Fuerza cortante mínima resistida por la celosía.

Generalmente este tipo de sistemas se utiliza en la construcción de las estructuras mayores de una subestación eléctrica, que es un sistema a base de marcos en celosía y que por las características a las que van estar expuestas durante su vida útil, las hace ser más eficientes tanto estructural como económicamente.

2.2 Resistencia de los elementos

Se sugiere que se realice el diseño de los elementos con el criterio de esfuerzos últimos LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), el cual establece que la resistencia de los elementos afectada por un factor de reducción del material, sea mayor ó igual a las acciones inducidas a la estructura multiplicadas por sus respectivos factores de carga.

2.3 Dimensiones mínimas

Para las cuerdas que forman el contorno de la estructura, el tamaño de las alas del perfil no debe ser menor a 38 mm ($1 \frac{1}{2}''$) con un espesor mínimo de 4.7 mm ($3/16''$).

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pág. 2.3.35, 1983.

Para los elementos en celosía, el espesor mínimo no debe ser menor a 4 mm (5/32") y para las placas que se empleen en la conexión de los elementos, no debe ser menor a 4.7 mm (3/16")¹ ver Fig. 6.

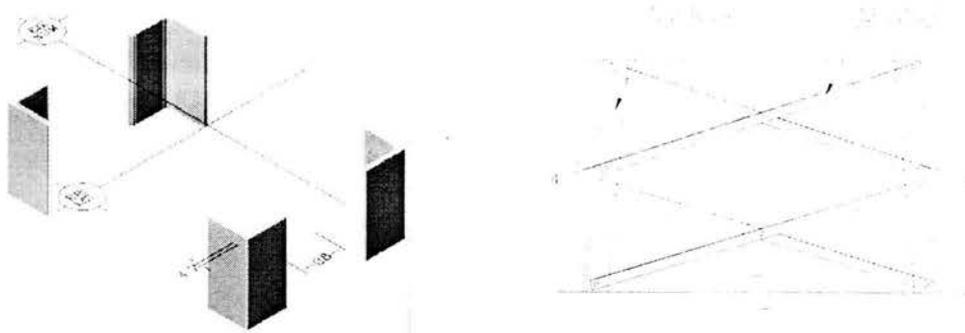


Fig. 6 Tamaños y espesores mínimos en cuerdas y celosías.

2.4 Esbeltez

La relación de esbeltez tanto para las cuerdas como para la celosía no debe ser mayor a los valores indicados en la tabla I².

Tabla I. Relación de esbeltez máxima permitida

Relación de Esbeltez (KL/r)	Elementos
150	Elementos principales en la estructura (cuerdas) trabajando a compresión.
200	Elementos secundarios de la estructura (celosía) trabajando a compresión.

Donde:

L = Longitud del elemento entre conexiones

r = Radio de giro mínimo del elemento

K = Factor de longitud efectiva para los elementos, se toma igual a la unidad excepto en los casos indicados en la tabla II² donde se consideran las posibles condiciones de sujeción del elemento Fig. 7:

(1) y (2) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.29 y 2.2.30 (Respectivamente), 1983.

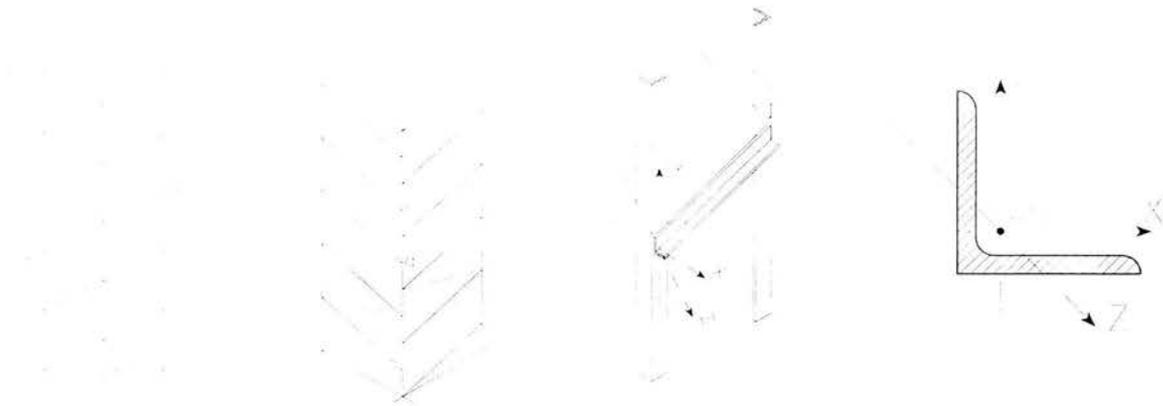


Fig. 7 Relación de esbeltez para distintos casos de sujeción del elemento.

Tabla II. Factor de longitud de efectiva recomendada para distintos casos.

Elemento	Eje X-X	Eje Y-Y	Eje Z-Z
<i>a-b</i>	$\frac{0.5 * L_{ab}}{r_{xx}}$	$\frac{0.71 * L_{ab}}{r_{yy}}$	$\frac{0.5 * L_{ab}}{r_{zz}}$
<i>c-d</i>	$\frac{0.5 * L_{cd}}{r_{xx}}$	$\frac{1.0 * L_{cd}}{r_{yy}}$	$\frac{0.75 * L_{cd}}{r_{zz}}$

2.5 Conexiones

Todos los elementos de las torres se unirán por medio de tornillos, utilizando como mínimo dos en cada conexión entre miembros principales; además, ningún tornillo deberá unir a más de tres elementos principales o secundarios¹.

En una sección transversal de dimensiones dadas, el diámetro máximo de los tornillos que podrán emplearse para conectar su lado más pequeño, estará de acuerdo con la tabla III¹:

Tabla III. Lado mínimo a conectar

Diámetro (ϕ) del tornillo en mm (ppl)	Lado mínimo del elemento en mm (ppl)
13 (1/2")	30 (1-3/16")
16 (5/8")	38 (1-1/2")
19 (3/4")	45 (1-3/4")
22 (7/8")	50 (2")
Más de 22 (> 7/8")	2.3 ϕ

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.33, 1983.

La resistencia de los elementos de empalme no debe ser menor que la de los elementos a unir, adicionalmente, el lomo de los ángulos anteriores deberá redondearse para que asienten en el interior del elemento que sirva de unión (Fig 8).

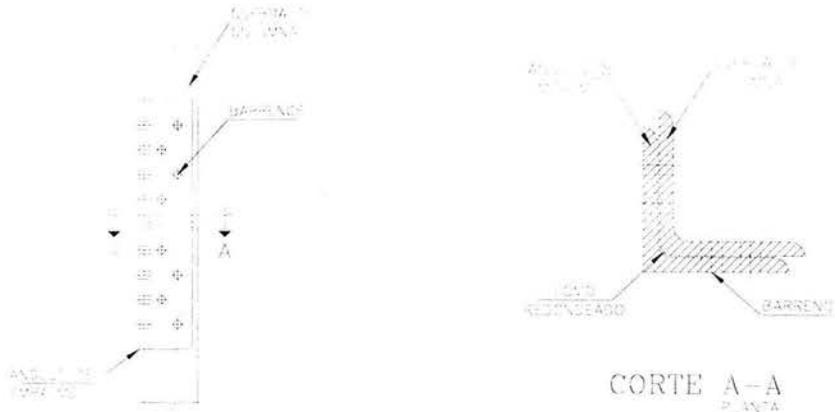


Fig. 8 Empalmes de los elementos principales.

Cuando no se empleen ángulos adicionales para realizar el empalme, el elemento superior deberá colocarse en la parte exterior del elemento inferior (cuyo lomo deberá redondearse), a menos que la diferencia en las dimensiones de ambas secciones haga esto impracticable (Fig. 9).

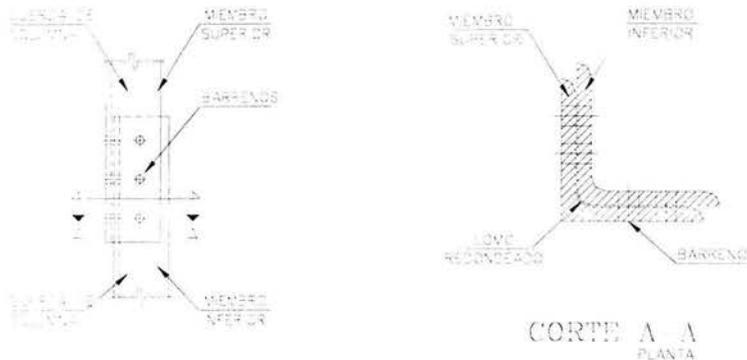


Fig. 9 Empalmes con los mismos elementos principales.

Los empalmes de los ángulos de las columnas de la estructura se realizarán cerca de las conexiones con otros elementos sin interferir con ellos.

El diámetro mínimo de los tornillos será de 13 mm (1/2") y la longitud que sobresale de las tuercas (d) no será menor que 6.4 mm (1/4") ni mayor que 10 mm (3/8")¹, ver Fig.10.

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.33, 1983.

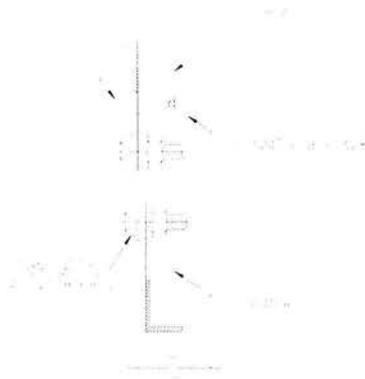


Fig. 10 Dimensión mínima del tornillo.



Fig. 11 Arandela de presión.

Se utilizarán arandelas de presión (Fig. 11) con espesor mínimo de 32 mm (1/8”), adicionalmente se usarán contratruercas para prevenir el aflojamiento de las conexiones en la unión de los elementos principales, o en conexiones donde se requiera una unión firme para posibles problemas por la transmisión de vibraciones de los cables¹.

Los barrenos para los tornillos se localizarán tan cerca del gramil del elemento como sea posible y su diámetro debe ser 1.6 mm (1/16”) mayor que el diámetro nominal del tornillo, si el diámetro del sujetador es mayor a 25 mm, la holgura será de 3.2 mm.

La distancia mínima entre centros de agujeros y del centro de un agujero a cualquier canto para tornillos será lo marcado en la tabla IV¹:

Tabla IV. Distancias mínimas

Diámetro ϕ del tornillo, mm	Entre centros de agujeros, mm	A un canto recortado mm	A un canto laminado mm
13	30	17	15
16	37	22	18
19	43	25	22
22	49	30	25
Más de 22	2.3 ϕ	1.35 ϕ	1.15 ϕ

2.6 Galvanizado

Todos los elementos metálicos que conforman la estructura, incluyendo la tornillería deberán galvanizarse una vez que se haya cortado y laminado².

(1) y (2) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.33 y 2.3.36 (Respectivamente), 1983.

CAPÍTULO 3

III ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 *Combinaciones básicas de carga*

- 3.1.1 Carga permanente
- 3.1.2 Peso Propio
- 3.1.3 Carga de viento en los cables
 - 3.1.3.1 Dirección "X"
 - 3.1.3.1.1 Con un Tr igual a 10 años
 - 3.1.3.1.2 Con un Tr igual a 200 años
 - 3.1.3.2 Dirección "Y"
 - 3.1.3.2.1 Con un Tr igual a 10 años
 - 3.1.3.2.2 Con un Tr igual a 200 años
- 3.1.4 Carga de viento sobre la estructura
 - 3.1.4.1 Dirección "X"
 - 3.1.4.1.1 Con un Tr igual a 10 años
 - 3.1.4.1.2 Con un Tr igual a 200 años
 - 3.1.4.2 Dirección "Y"
 - 3.1.4.2.1 Con un Tr igual a 10 años
 - 3.1.4.2.2 Con un Tr igual a 200 años
- 3.1.5 Cargas por sismo
 - 3.1.5.1 Dirección "X"
 - 3.1.5.2 Dirección "Y"
- 3.1.6 Ruptura de conductor
 - 3.1.6.1 Ruptura en carga permanente para el análisis en dirección "X"
 - 3.1.6.2 Ruptura en carga permanente para el análisis en dirección "Y"
 - 3.1.6.3 Ruptura en carga de viento en cables con Tr igual a 10 años (dirección "X")
 - 3.1.6.4 Ruptura en carga de viento en cables con Tr igual a 10 años (dirección "Y")
- 3.1.7 Cargas por hielo

3.2 *Combinaciones y factores de carga*

3.3 *Modelo del marco dos utilizando el programa SAP 2000 Ver 7.40*

III ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para facilitar el análisis se genera un plano (*ESTRUCTURAS MAYORES*), con base en la información proporcionada por ingeniería eléctrica y exclusiva para las estructuras mayores, con la identificación y posición de todos y cada uno de los conductores e hilos de guarda que estarán sujetos por las estructuras mayores. Para identificar un conductor se utilizó la letra "C" y para el hilo de guarda la letra "H", el número seguido de éstas letras identifica el conductor en función de su claro entre apoyos, finalmente la letra "W" indica una carga vertical debida a la cadena de aisladores que sostienen a un tramo del conductor. El orden que se les puede asignar para la identificación es arbitrario, en este caso, se decidió comenzar con el *Marco 1* de la zona de 400 kV y terminar con el *Marco 5* de la zona de 230 kV. Ver plano *ESTRUCTURAS MAYORES*.

3.1 Condiciones básicas de carga

Como un ejemplo de aplicación del diseño de este tipo de estructuras se eligió el *Marco 2* sabiendo que los criterios son los mismos para el diseño de los demás marcos. Las condiciones básicas de carga para el análisis son los siguientes:

3.1.1 Cargas Permanentes

En este estado de carga se considera el peso propio de cables conductores e hilos de guarda (incluyendo variación de temperatura), el peso de los aisladores, herrajes y accesorios, Adicionalmente se considera una sobrecarga de 200.00 kg (peso de dos trabajadores) en cada una de las fases y de 100.00 kg para los hilos de guarda¹.

De la información proporcionada por ingeniería eléctrica, se tiene que el conductor a instalar en las zonas de 400 y 230 kV es cable ACSR² 1113 kCM en arreglo de dos conductores por fase rematados con dos cadenas de aisladores en "V". El hilo de guarda a instalar será cable de acero galvanizado de 9.5 mm de diámetro³.

En las especificaciones para cables se tiene que el conductor ACSR 1113 kCM tiene un peso de 1.875 kg/m mientras que para el hilo de guarda es de 0.409 kg/m. El arreglo de la cadena de aisladores en la zona de 230 kV está compuesto por 34 aisladores con un peso total de 218 kg, y en la zona de 400 kV esta compuesto por 52 aisladores con un peso de 333 kg³.

Con referencia a la Fig. 12 se calcular las tensiones que los cables le van a transmitir a las estructuras en base a una trayectoria parabólica bajo las siguientes características.

(1) Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo 1, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.26. Comisión Federal de Electricidad, 1983.

(2) ACSR. Cable de Aluminio con Alma de Refuerzo de Acero.

(3) Ver notas del plano "ZONA DE AMPLIACIÓN".

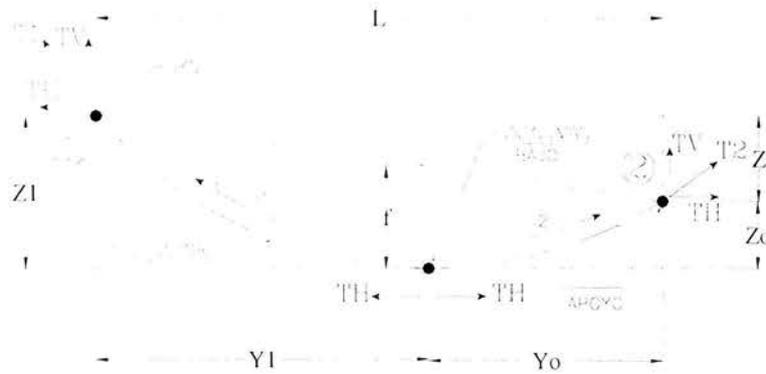


Fig. 12 Trayectoria del conductor con apoyos a distintos niveles.

Donde:

- T_1 Tensión del cable en el apoyo 1
- T_2 Tensión del cable en el apoyo 2
- T_H Componente horizontal de la tensión en el apoyo 1 ó 2
- T_V Tensión vertical de la tensión en el apoyo 1 ó 2
- Z_1 Elevación del apoyo 1
- Z_0 Elevación del apoyo 2
- Z Diferencia de niveles entre apoyos
- f Flecha, distancia vertical en el punto más bajo hasta la línea imaginaria que une ambos apoyos
- Y_1 Distancia horizontal a partir del apoyo 1 al punto más bajo
- Y_0 Distancia horizontal a partir del apoyo 2 al punto más bajo
- l_1 Longitud del conductor del punto más bajo al apoyo 1
- l_2 Longitud del conductor del punto más bajo al apoyo 2
- L Longitud del claro entre apoyos

Por lo general se recomienda que la flecha (f) sea menor o igual al 4 % del claro entre apoyos (L)¹.

$$f \leq 0.04L$$

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo II, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.7, 1983.

- Cálculo de las tensiones producidas por el conductor C-3

La figura 13 muestra la configuración real del conductor considerando los aisladores.

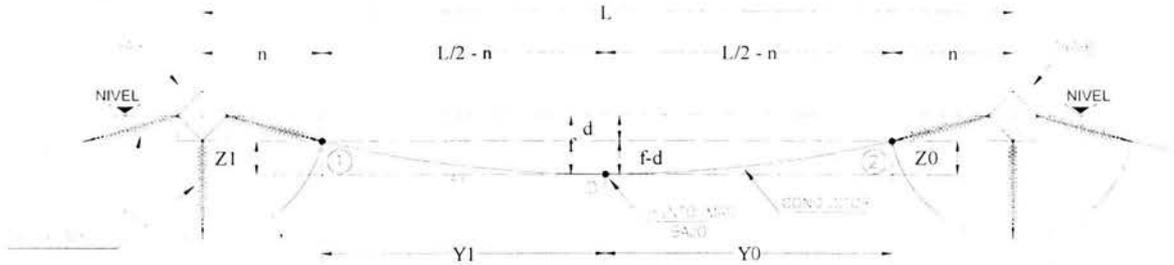


Fig. 13 Trayectoria del conductor con apoyos al mismo niveles.

Datos:

- $L = 57.00 \text{ m}$
- $w = 1.88 \text{ kg/m}$
- $f = 2.28 \text{ m}$ - Se considera el 4% del claro
- $Z = 0.00 \text{ m}$ No hay desnivel entre los apoyos
- $n = 4.60 \text{ m}$
- $d = 0.60 \text{ m}$
- $f-d = 1.68 \text{ m}$

La tensión mecánica en el punto más bajo del conductor se calcula con la ecuación¹:

$$T_0 = \frac{w[0.25L^2 - Ln + n^2]}{2[f-d]} = 318.76 \text{ kg} \quad 3-1$$

La posición del punto más bajo del conductor se determina con las siguientes ecuaciones¹:

$$Y_0 = \frac{1}{2}[L - 2n] \left[1 - \frac{Z}{4(f-d)} \right] = 23.90 \text{ m} \quad 3-2$$

$$Z_0 = [f-d] \left[1 - \frac{Z}{4(f-d)} \right]^2 = 1.68 \text{ m} \quad 3-3$$

$$Y_1 = [L - 2n] - Y_0 = 23.90 \text{ m} \quad 3-4$$

$$Z_1 = Z + Z_0 = 1.68 \text{ m} \quad 3-5$$

Las tensiones del conductor en los apoyos 1 y 2 se calculan con las ecuaciones²:

$$T_1 = T_0 + wZ_1 = 321.91 \text{ kg} \quad 3-6$$

$$T_2 = T_0 + wZ_0 = 321.91 \text{ kg} \quad 3-7$$

(1) Expresiones derivadas de las ecuaciones 3-26, 27, 28, 29 y 30 respectivamente.

(2) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo III, Tema 2, Capítulo 3, Pág. 2.3.13, 1983.

Considerando la variación de la temperatura (ΔT)

Para tomar el efecto de la temperatura, se considera la variación que hay entre la temperatura máxima extrema y la temperatura mínima extrema y se calcula resolviendo las raíces positivas de la siguiente ecuación¹, en este caso $L = (L-2n)$:

$$T_{\Delta}^3 + T_{\Delta}^2 \left[AE \left(\frac{w^2 (L-2n)^2 m^2}{24T_o^2} \right) + AE\alpha\Delta\phi - T_o \right] - \frac{AEw^2 (L-2n)^2 m'^2}{24} = 0 \quad 3-8$$

Donde:

- A Área del conductor en cm^2
- T_o Tensión mecánica en el estado inicial en kg
- T_{Δ} Tensión mecánica para la variación en la temperatura en kg
- $\Delta\phi$ Variación en la temperatura ($\theta' - \theta$) $^{\circ}C$
- E Módulo de elasticidad del cable en kg/cm^2
- α Coeficiente de dilatación del cable en $\varepsilon/^{\circ}C$
- w Peso propio del cable en kg/m
- $L-2n$ Distancia entre apoyos en m
- θ, θ' Temperatura inicial y final respectivamente
- m, m' Coeficiente igual a¹:

$$m, m' = \sqrt{\frac{W_z^2 + W_v^2}{w^2}} \quad 3-9$$

Donde:

- W_z = Peso del cable con hielo acumulado en kg/m
- W_v = Carga del viento en el cable en kg/m

De los datos del sitio² y especificaciones del conductor³ obtenemos lo siguientes datos:

- $A = 0.39 \text{ cm}^2$
- $\theta = 40.00 \text{ }^{\circ}C$ *Temperatura inicial*
- $\theta' = -2.50 \text{ }^{\circ}C$ *Temperatura final*
- $\Delta\phi = -63.75 \text{ }^{\circ}C$
- $E = 2.04E06 \text{ kg/cm}^2$
- $\alpha = 2.09E-05 \text{ } \varepsilon/^{\circ}C$
- $m = m' = 1.00$ *No se toma en cuenta el peso de hielo ni la carga por viento ya que son estados que se analizaran independientes mas adelante por lo que $W_z = w$*

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-8 y resolviendo, obtenemos la tensión del conductor tomando en cuenta la variación de la temperatura:

$$T_{\Delta} = 402.44 \text{ kg} \quad \textit{Tensión en el punto más bajo}$$

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo III, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.13, 1983.

(2) y (3) Ver apéndices 1 y 2 respectivamente.

La flecha final se calcula con la siguiente ecuación¹:

$$(f - d) = \frac{w(0.25L^2 - Ln + n^2)}{2T_{\Delta}} = 1.33 \text{ m} \quad 3-10$$

Pero $d = 0.60 \text{ m}$

$$f = (f - d) + d = 1.93 \text{ m} \quad 3-11$$

La posición del punto más bajo del conductor tomando en cuenta la variación de la temperatura se calcula con las ecuaciones 3-3 y 3-5:

$$Z_0 = [f - d] \left[1 - \frac{Z}{4(f - d)} \right]^2 = 1.33 \text{ m}$$

$$Z_1 = Z + Z_0 = 1.33 \text{ m}$$

Las tensiones finales del conductor en los apoyos 1 y 2 se calculan con las ecuaciones 3-6 y 3-7 respectivamente. El término T_o ahora es T_{Δ}

Para el apoyo 1 (*Apoyo en el marco 2, Fig 14*):

$$T_1 = T_{\Delta} + wZ_1 = 404.93 \text{ kg}$$

$$TV_1 = \sqrt{T_1^2 - T_{\Delta}^2} = 44.88 \text{ kg}$$

Para el apoyo 2:

$$T_2 = T_{\Delta} + wZ_0 = 404.93 \text{ kg}$$

$$TV_2 = \sqrt{T_2^2 - T_{\Delta}^2} = 44.88 \text{ kg}$$

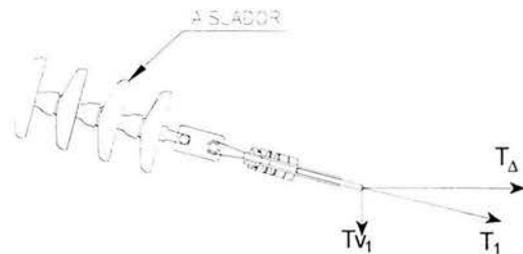


Fig. 14. Tensiones en el apoyo 1.

Adicionando el peso del aislador.

La estructura se encuentre en la zona de 400 kV por lo que la cadena de aisladores está compuesta de 26 piezas cada una con una longitud de 4.00 m aproximadamente².

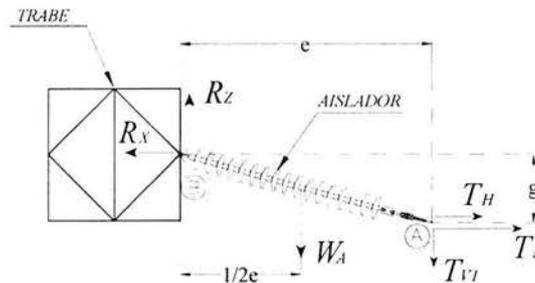


Fig. 15. Configuración del aislador.

(1) Expresión derivada de la ecuación 3-31.

(2) Ver notas del plano "ZONA DE AMPLIACIÓN".

Con referencia a la Fig. 15 se tienen las siguientes variables:

g y e	Distancia de proyección del aislador
T_{Δ} y T_{V1}	Proyecciones de la tensión mecánica del conductor
W_A	Peso propio del aislador
T_H	Tensión horizontal en el apoyo
R_X	Reacción horizontal en el apoyo B
R_Z	Reacción vertical en el apoyo B

Los datos para calcular las reacciones en el apoyo son las siguientes:

$2 * T_{\Delta} = 804.87 \text{ kg}$	<i>Por dos conductores</i>
$2 * T_{V1} = 89.76 \text{ kg}$	<i>Por dos conductores</i>
$W_A = 333.00 \text{ kg}$	
$e = 3.97 \text{ m}$	
$g = 0.50 \text{ m}$	

Haciendo una suma de momentos con respecto el punto B:

$$gT_{\Delta} + gT_H - eT_{V1} - 0.5eW_A = 0 \quad 3-12$$

Despejando T_H :

$$T_H = \frac{eT_{V1} + 0.5eW_A - gT_{\Delta}}{g} = 1229.86 \text{ kg} \quad 3-13$$

Las reacciones:

$$R_X = T_{\Delta} + T_H = 2034.73 \text{ kg} \quad 3-14$$

$$R_Z = T_{V1} + W_A = 422.76 \text{ kg} \quad 3-15$$

Considerando la sobrecarga de los trabajadores:

Peso de 2 trabajadores por fase¹:

$$P = 200.00 \text{ kg}$$

Por cada fase hay 3 puntos de aplicación de cargas en la trabe por lo que el peso de los trabajadores se dividirá entre 3:

$$W = 66.67 \text{ kg}$$

La tabla V muestra el resumen de cargas para el conductor C-3 según los ejes globales del modelo de SAP y la Fig. 16 muestra la dirección y aplicación de las cargas sobre la trabe.

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pág. 2.3.26, 1983.

F_z = Carga en dirección "Z"
 F_x = Carga en dirección "X"

Tabla V. Resumen de cargas aplicadas a la trabe por el conductor C-3.

Descripción	F_z kg	F_x kg
Tensión del conductor en el apoyo 1	-422.76	2034.73
Sobrecarga	-66.67	0
	$\Sigma =$ -489.43	2034.73

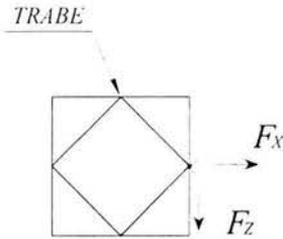


Fig. 16. Aplicación y dirección de las cargas del C-3 hacia la trabe.

- Cálculo del peso del conductor de bajada y derivación

El conductor utilizado para las bajadas y derivaciones será cable ACSR 1113 kCM en arreglo de dos conductores por fase rematados con dos cadenas de aisladores en "V"¹ y su longitud de arco será aproximadamente.

$$L_c = 0.5\pi D \quad 3-16$$

Donde:

L_c = Longitud del conductor
 D = Diámetro del arco

La Fig. 17 indica el radio aproximado de este conductor.

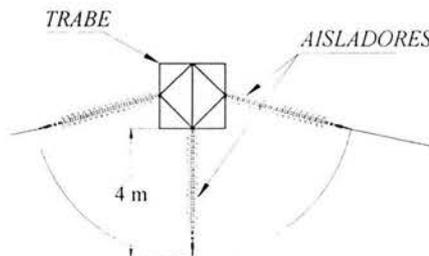


Fig. 17. Radio aproximado del conductor de bajada y derivación.

(1) Ver notas del plano "ZONA DE AMPLIACIÓN".

Los datos para calcular el peso del conductor de bajada son:

$$D = 8.00 \text{ m}$$

$$w = 1.88 \text{ kg/m}$$

$$Lc = 12.57 \text{ m}$$

$$Wc = 23.56 \text{ kg}$$

La tabla VI muestra el resumen de cargas para el conductor de bajada y derivación según los ejes globales del modelo de SAP2000.

Tabla VI. Resumen de cargas aplicadas a la trabe del conductor de baja y derivación.

Descripción	W kg	Cantidad	W kg
Aisladores	166.50	2	333.00
Conductor	23.56	2	47.12
Sobrecarga	66.67	1	66.66
$\Sigma =$			446.79

- Cálculo de las tensiones producidas por el conductor C-8

El conductor C-8 al igual que el conductor C-3, tiene los apoyos al mismo nivel por lo que lo único que cambia son los datos.

Datos:

$$L = 28.00 \text{ m}$$

$$w = 1.88 \text{ Kg/m}$$

$$f = 1.12 \text{ m} \quad \text{Se considera el 4\% del claro}$$

$$Z = 0.00 \text{ m} \quad \text{No hay desnivel entre los planos}$$

$$n = 3.96 \text{ m}$$

$$d = 0.55 \text{ m}$$

$$f-d = 0.57 \text{ m}$$

La tensión mecánica en el punto más bajo se calcula con la ecuación 3-1:

$$T_o = 165.79 \text{ kg}$$

La posición del punto más bajo se determinan con las ecuaciones de la 3-2 a la 3-5 respectivamente:

$$Y_o = 10.04 \text{ m}$$

$$Z_o = 0.57 \text{ m}$$

$$Y_l = 10.04 \text{ m}$$

$$Z_l = 0.57 \text{ m}$$

Las tensiones del conductor en los apoyos 1 y 2 se calculan con las ecuaciones 3-6 y 3-7 respectivamente:

$$T_1 = 166.86 \text{ kg}$$

$$T_2 = 166.86 \text{ kg}$$

Considerando la variación de la temperatura (ΔT)

Los siguientes datos son característicos del conductor C-8 para calcular la tensión tomando en cuenta la variación de la temperatura.

Datos:

$$A = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\theta = 40.00 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{Temperatura inicial}$$

$$\theta' = -2.50 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{Temperatura final}$$

$$\Delta\phi = -63.75 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$E = 2.04\text{E}06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 2.09\text{E}-05 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

$$m = m' = 1.00$$

No se toma en cuenta el peso de hielo ni la carga por viento ya que son estados que se analizarán independientes más adelante por lo que $Wz = w$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-8 y resolviendo, obtenemos la tensión por variación de la temperatura:

$$T_\Delta = 252.65 \text{ kg} \quad \text{Tensión en el punto más bajo}$$

La flecha final la calculamos con la ecuación 3-10:

$$(f-d) = 0.374 \text{ m}$$

Pero $d = 0.55 \text{ m}$, por lo tanto:

$$f = 0.92 \text{ m}$$

La posición del punto más bajo del conductor tomando en cuenta la variación de la temperatura se calcula con las ecuaciones 3-3 y 3-5:

$$Z_o = 0.374 \text{ m}$$

$$Z_1 = 0.374 \text{ m}$$

Las tensiones finales del conductor en los apoyos 1 y 2 se calculan con las ecuaciones 3-6 y 3-7 respectivamente. El término T_o ahora es T_{Δ} .

Para el apoyo 1:

$$T_1 = T_{\Delta} + wZ_1 = 253.35 \text{ kg}$$

$$T_{V_1} = \sqrt{T_1^2 - T_{\Delta}^2} = 18.84 \text{ kg}$$

Para el apoyo 2:

$$T_2 = T_{\Delta} + wZ_2 = 253.35 \text{ kg}$$

$$T_{V_2} = \sqrt{T_2^2 - T_{\Delta}^2} = 18.84 \text{ kg}$$

Adicionando el peso del aislador

Con referencia a la Fig. 18 se calculan las reacciones que toman en cuenta el peso de los aisladores y las tensiones del conductor C-8 que finalmente se aplicarán como carga sobre la trabe con los siguientes datos:

$$2 * T_{\Delta} = 505.30 \text{ kg}$$

$$2 * T_{V_1} = 37.68 \text{ kg}$$

$$W_A = 333.00 \text{ kg}$$

$$e = 3.97 \text{ m}$$

$$g = 0.46 \text{ m}$$

Por dos conductores.

Por dos conductores

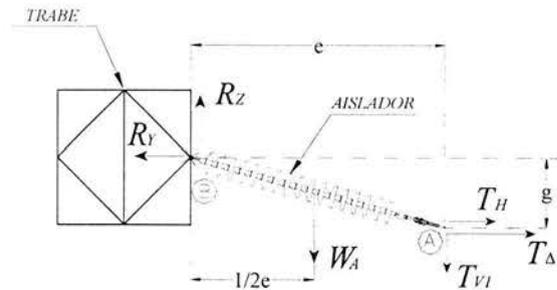


Fig. 18. Configuración del aislador.

Con la ecuación 3-13 calculamos la tensión horizontal T_H :

$$T_H = 1256.83 \text{ kg}$$

Las reacciones las calculamos con las ecuaciones 3-14 y 3-15 pero ahora $R_x = R_y$.

$$R_y = 1762.13 \text{ kg}$$

$$R_z = 370.68 \text{ kg}$$

Considerando la sobrecarga de los trabajadores:

La sobre carga de los dos trabajadores por fase es igual a la del C-3, por lo tanto:

$$W = 66.67 \text{ kg}$$

La tabla VII muestra el resumen de cargas para el conductor C-8 según los ejes globales del modelo de SAP y la Fig. 19 muestra la dirección y aplicación de las cargas sobre la trabe.

F_z = Carga en dirección "Z"
 F_y = Carga en dirección "Y"

Tabla VII. Resumen de cargas aplicadas a la trabe por el conductor C-8.

Descripción	F_z kg	F_y kg
Tensión del conductor en el apoyo 1 ó 2	-370.68	1762.13
Sobrecarga	-66.67	0
$\Sigma =$	-437.35	1762.13

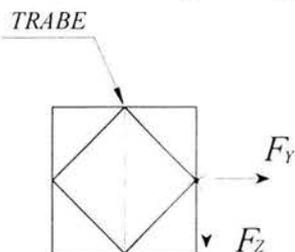


Fig. 19. Aplicación y dirección de las cargas del C-8 hacia la trabe.

- Cálculo de las tensiones producidas por el conductor C-4

La figura 20 muestra la configuración real del conductor considerando los aisladores.

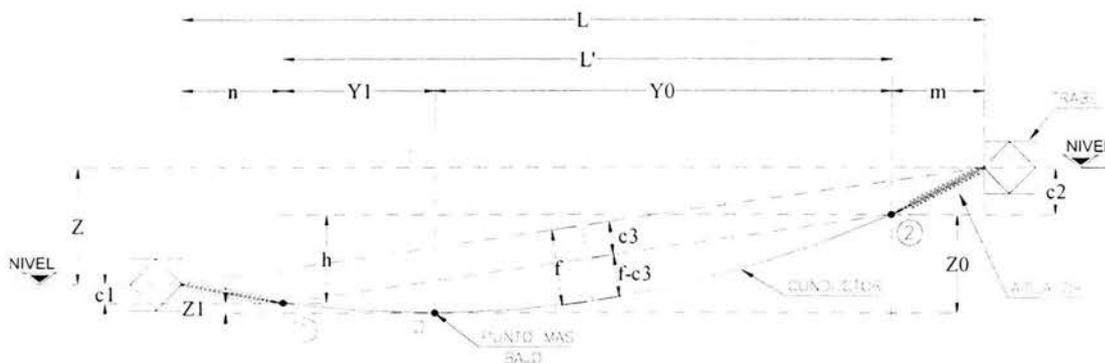


Fig. 20. Trayectoria del conductor con apoyos a distinto nivel.

Datos:

$L = 38.80 \text{ m}$

$w = 1.88 \text{ kg/m}$

$f = 3.88 \text{ m}$

Se considera el 10% del claro¹

(1) Se considera el 10 % del claro para que el punto más bajo del cable no coincida con el apoyo 1 debido al desnivel.

$$\begin{aligned}
 Z &= 5.50 \text{ m} && \text{Desnivel entre apoyos} \\
 n &= 3.91 \text{ m} \\
 m &= 3.52 \text{ m} \\
 C_1 &= 0.84 \text{ m} \\
 C_2 &= 1.89 \text{ m} \\
 C_3 &= 1.35 \text{ m} \\
 L' &= 31.37 \text{ m} \\
 h &= 4.45 \text{ m} \\
 f-C_3 &= 2.53 \text{ m}
 \end{aligned}$$

La tensión mecánica en el punto más bajo se calcula con la siguiente ecuación¹:

$$T_0 = \frac{wL'^2}{8(f-C_3)} = 91.13 \text{ kg} \quad 3-17$$

La posición del punto más bajo del conductor se determina con las siguientes ecuaciones¹:

$$Y_1 = \frac{1}{2}L' \left[1 - \frac{h}{4(f-C_3)} \right] = 8.79 \text{ m} \quad 3-18$$

$$Z_1 = [f-C_3] \left[1 - \frac{h}{4(f-C_3)} \right]^2 = 0.80 \text{ m} \quad 3-19$$

$$Y_0 = \frac{1}{2}L' \left[1 + \frac{h}{4(f-C_3)} \right] = 22.57 \text{ m} \quad 3-20$$

$$Z_0 = [f-C_3] \left[1 + \frac{h}{4(f-C_3)} \right]^2 = 5.24 \text{ m} \quad 3-21$$

La tensión en el conductor en los apoyos 1 y 2 se calculan con las ecuaciones:

$$T_1 = T_0 + wZ_1 = 92.63 \text{ kg}$$

$$T_2 = T_0 + wZ_0 = 100.96 \text{ kg}$$

Considerando la variación de la temperatura (ΔT)

Los siguientes datos son característicos del conductor C-8 para calcular la tensión tomando en cuenta la variación de la temperatura.

Datos:

$$\begin{aligned}
 A &= 0.39 \text{ cm}^2 \\
 \theta &= 40.00 \text{ }^\circ\text{C} && \text{Temperatura inicial} \\
 \theta' &= -2.50 \text{ }^\circ\text{C} && \text{Temperatura final}
 \end{aligned}$$

(1) Expresiones derivadas de las ecuaciones 3-26, 27, 28, 29 y 30 respectivamente.

$$\Delta\phi = -63.75 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$E = 2.04\text{E}06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 2.09\text{E}-05 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

$$m = m' = 1.00$$

No se toma en cuenta el peso de hielo ni la carga por viento ya que son estados que se analizarán independientes más adelante por lo que $Wz = w$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-8 y resolviendo, obtenemos la tensión por variación de la temperatura. El término $(L-2n)$ ahora es L' .

$$T_{\Delta} = 94.84 \text{ kg} \quad \text{Tensión en el punto más bajo.}$$

La flecha final se calcula con la siguiente ecuación¹:

$$(f - C_3) = \frac{wL'^2}{8T_{\Delta}} = 2.43 \text{ m} \quad 3-22$$

La posición del punto más bajo del conductor, tomando en cuenta la variación de la temperatura, se calcula con las siguientes ecuaciones¹:

$$Z_1 = [f - C_3] \left[1 - \frac{h}{4(f - C_3)} \right]^2 = 0.72 \text{ m} \quad 3-23$$

$$Y_1 = \frac{1}{2} L' \left[1 - \frac{h}{4(f - C_3)} \right] = 8.51 \text{ m} \quad 3-24$$

$$Z_0 = [f - C_3] \left[1 + \frac{h}{4(f - C_3)} \right]^2 = 5.16 \text{ m} \quad 3-25$$

Las tensiones finales del conductor en los apoyos 1 y 2 se calculan con las ecuaciones 3-6 y 3-7 respectivamente. El término T_o ahora es T_{Δ} .

Para el apoyo 1:

$$T_1 = T_{\Delta} + wZ_1 = 96.18 \text{ kg}$$

$$T_{V_1} = \sqrt{T_1^2 - T_{\Delta}^2} = 16.02 \text{ kg}$$

Para el apoyo 2 (Apoyo en el marco 2, Fig. 21):

$$T_2 = T_{\Delta} + wZ_0 = 104.51 \text{ kg}$$

$$T_{V_2} = \sqrt{T_2^2 - T_{\Delta}^2} = 43.93 \text{ kg}$$

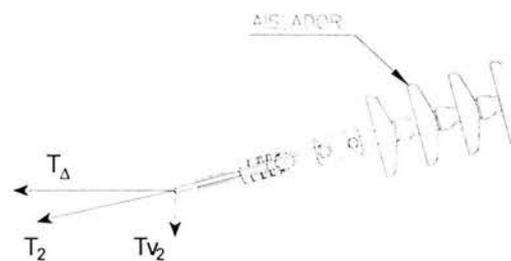


Fig. 21. Tensiones en el apoyo 2.

(1) Expresión derivada de la ecuación 3-31.

Adicionando el peso del aislador

Con referencia a la Fig. 22 se calculan las reacciones que toman en cuenta el peso de los aisladores y las tensiones del conductor C-8 que finalmente se aplicarán como carga sobre la trabe con los siguientes datos:

Datos:

- $2 * T_{\Delta} = 189.67 \text{ kg}$ Por dos conductores
- $2 * T_{V1} = 87.85 \text{ kg}$ Por dos conductores
- $W_A = 333.00 \text{ kg}$
- $e = 3.52 \text{ m}$
- $g = 1.89 \text{ m}$

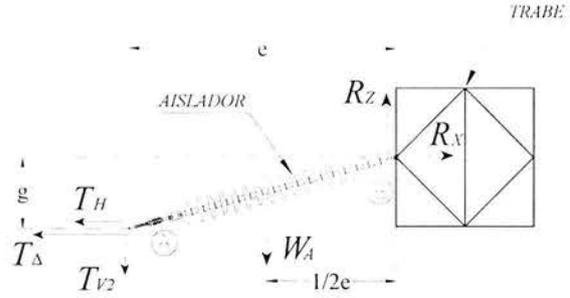


Fig. 22. Configuración del aislador.

Con la ecuación 3-13 calculamos la tensión horizontal T_H :

$$T_H = 284.59 \text{ kg}$$

Las reacciones las calculamos con las ecuaciones 3-14 y 3-15.

$$R_x = 474.26 \text{ kg}$$

$$R_y = 420.85 \text{ kg}$$

Considerando la sobrecarga de los trabajadores:

La sobre carga de los dos trabajadores por fase es igual a los conductores anteriores, por lo tanto:

$$W = 66.67 \text{ kg}$$

La tabla VIII muestra el resumen de cargas para el conductor C-4 según los ejes globales del modelo de SAP2000 y la Fig. 23 muestra la dirección y aplicación de las cargas sobre la trabe.

F_Z = Carga en dirección "Z"

F_X = Carga en dirección "X"

Tabla VIII. Resumen de cargas aplicadas a la trabe por el conductor C-4.

Descripción	F_Z kg	F_X kg
Tensión del conductor en el apoyo 2	-420.85	-474.26
Sobrecarga	-66.67	0
$\Sigma =$	-487.52	-474.26

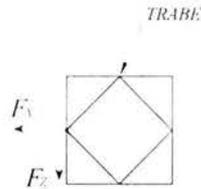


Fig. 23. Aplicación y dirección de las cargas del C-4 hacia la trabe.

- Cálculo de las tensiones producidas por el hilo de guarda H-3

La Fig 24 muestra la configuración real del hilo de guarda.

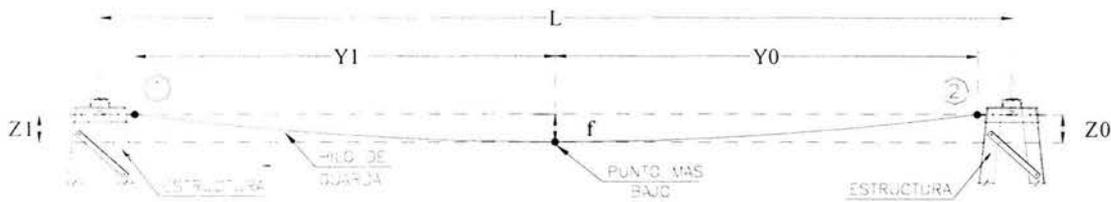


Fig. 24. Trayectoria del hilo de guarda con apoyos al mismo nivel

Datos:

$$L = 57.00 \text{ m}$$

$$w = 0.41 \text{ kg/m}$$

$$f = 2.28 \text{ m}$$

$$Z = 0.00 \text{ m}$$

Se considera el 4% del claro.

No hay desnivel entre los apoyos.

La tensión mecánica en el punto más bajo del hilo de guarda se calcula con la siguiente ecuación¹:

$$T_0 = \frac{wL^2}{8f} = 72.85 \text{ kg} \quad 3-26$$

La posición del punto más bajo del hilo se determina con las siguientes ecuaciones¹:

$$Y_1 = \frac{1}{2}L \left[1 + \frac{Z}{4f} \right] = 28.50 \text{ m} \quad 3-27$$

$$Z_1 = f \left[1 + \frac{Z}{4f} \right]^2 = 2.28 \text{ m} \quad 3-28$$

$$Y_0 = \frac{1}{2}L \left[1 - \frac{Z}{4f} \right] = 28.50 \text{ m} \quad 3-29$$

$$Z_0 = f \left[1 - \frac{Z}{4f} \right]^2 = 2.28 \text{ m} \quad 3-30$$

(1) Ver apéndice 3.

Las tensiones del hilo de guarda en los apoyos 1 y 2 se calculan con las ecuaciones 3-6 y 3-7 respectivamente.

$$T_1 = T_0 + wZ_1 = 73.79 \text{ kg}$$

$$T_2 = T_0 + wZ_0 = 73.79 \text{ kg}$$

Considerando la variación de la temperatura (ΔT)

Los siguientes datos son característicos del hilo de guarda H-3 para calcular la tensión tomando en cuenta la variación de la temperatura.

Datos:

$$A = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\theta = 40.00 \text{ }^\circ\text{C}$$

Temperatura inicial

$$\theta' = -2.50 \text{ }^\circ\text{C}$$

Temperatura final

$$\Delta\theta = -63.75 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$E = 2.04\text{E}06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 1.20\text{E}-05 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

$$m = m' = 1.00$$

No se toma en cuenta el peso de hielo ni la carga por viento ya que son estados que se analizaran independientes mas adelante por lo que $Wz = w$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-8 y resolviendo, obtenemos la tensión por variación de la temperatura. El termino $(L-2n)$ ahora es L .

$$T_\Delta = 80.36 \text{ kg} \quad \text{Tensión en el punto más bajo}$$

La flecha final se calcula con la siguiente ecuación¹:

$$f = \frac{wL^2}{8T_\Delta} = 2.07 \text{ m} \quad \text{3-31}$$

La posición del punto más bajo del hilo de guarda, tomando en cuenta la variación de la temperatura, se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$Z_1 = f \left[1 - \frac{Z}{4f} \right]^2 = 2.07 \text{ m} \quad \text{3-32}$$

$$Z_0 = f \left[1 + \frac{Z}{4f} \right]^2 = 2.07 \text{ m} \quad \text{3-33}$$

Las tensiones finales del conductor en los apoyos 1 y 2 se calculan con las ecuaciones 3-6 y 3-7 respectivamente. El término T_0 ahora es T_Δ .

(1) Expresión derivada de la ecuación 3-26.

Para el apoyo 1 (Apoyo en el marco 2, Fig. 25):

$$T_1 = T_{\Delta} + wZ_1 = 81.20 \text{ kg}$$

$$T_{V_1} = \sqrt{T_1^2 - T_{\Delta}^2} = 11.69 \text{ kg}$$

Para el apoyo 2:

$$T_2 = T_{\Delta} + wZ_2 = 81.20 \text{ kg}$$

$$T_{V_2} = \sqrt{T_2^2 - T_{\Delta}^2} = 11.69 \text{ kg}$$

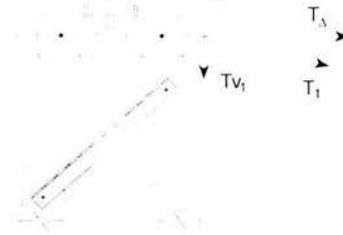


Fig. 25. Tensiones en el apoyo 1

Considerando la sobrecarga de los trabajadores:

Peso de 2 trabajadores por soporte del hilo de guarda¹:

$$P = 100.00 \text{ kg}$$

Por cada soporte hay 2 puntos de aplicación de cargas en la estructura por lo que el peso de los trabajadores se dividirá entre 2:

$$W = 50.00 \text{ kg}$$

La tabla IX muestra el resumen de cargas para el hilo de guarda H-3 según los ejes globales del modelo de SAP y la Fig. 26 muestra la dirección y aplicación de las cargas sobre la estructura.

F_Z = Carga en dirección "Z"

F_X = Carga en dirección "X"

Tabla IX. Resumen de cargas aplicadas a la estructura por el hilo de guarda H-3.

Descripción	F_Z kg	F_X kg
Tensión del hilo en el apoyo 1	-11.69	80.36
Sobrecarga	-50.00	0
$\Sigma =$	-61.69	80.36

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pág. 2.3.26, 1983.

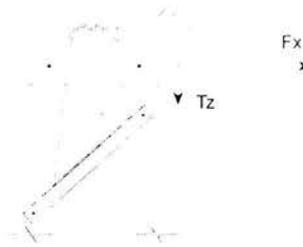


Fig. 26. Aplicación y dirección de las cargas del H-3 hacia la estructura.

- Cálculo de las tensiones producidas por el conductor H-4

La figura 27 muestra la configuración real del hilo de guarda.

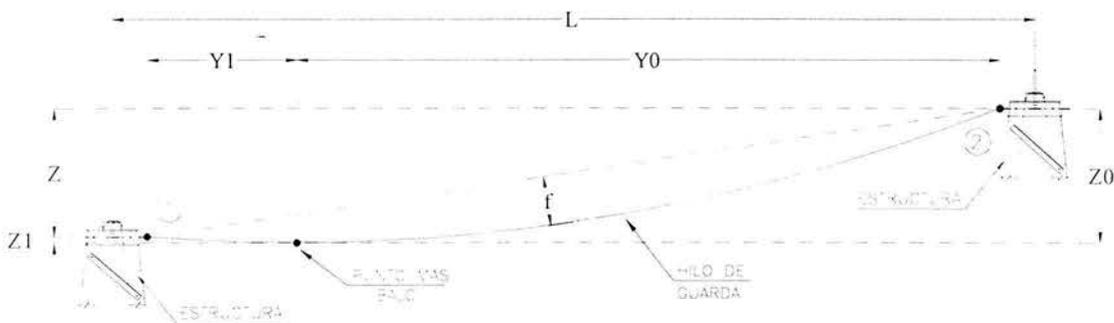


Fig. 27. Trayectoria del hilo de guarda con apoyos a distinto nivel.

Datos:

- $L = 40.00 \text{ m}$
- $w = 0.41 \text{ kg/m}$
- $f = 2.40 \text{ m}$ *Se considera el 6% del claro¹*
- $Z = 5.50 \text{ m}$ *Desnivel entre los apoyos*

La tensión mecánica en el punto más bajo del hilo se calcula con la ecuación 3-26.:

$$T_o = 34.08 \text{ kg}$$

La posición del punto más bajo del hilo se determina con las ecuaciones de la 3-27 a la 3-30 respectivamente:

$$\begin{aligned} Y_1 &= 8.54 \text{ m} \\ Z_1 &= 0.44 \text{ m} \\ Y_o &= 31.46 \text{ m} \\ Z_o &= 5.94 \text{ m} \end{aligned}$$

(1) Se considera el 6 % del claro para que el punto más bajo del cable no coincida con el apoyo 1 debido al desnivel.

La tensión del hilo de guarda en los apoyos 1 y 2 se calcula con las ecuaciones 3-6 y 3-7 respectivamente:

$$T_1 = T_0 + wZ_1 = 34.26 \text{ kg}$$

$$T_2 = T_0 + wZ_0 = 36.51 \text{ kg}$$

Considerando la variación de la temperatura (ΔT)

Los siguientes datos son característicos del hilo de guarda H-4 para calcular la tensión tomando en cuenta la variación de la temperatura.

Datos:

$$A = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\theta = 40.00 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{Temperatura inicial}$$

$$\theta' = -2.50 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{Temperatura final}$$

$$\Delta\theta = -63.75 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$E = 2.04\text{E}06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 1.20\text{E}-05 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

$$m = m' = 1.00$$

No se toma en cuenta el peso de hielo ni la carga por viento ya que son estados que se analizarán independientes más adelante por lo que $Wz = w$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-8 y resolviendo, obtenemos la tensión por variación de la temperatura. El término $(L-2n)$ ahora es L .

$$T_\Delta = 35.52 \text{ kg} \quad \text{Tensión en el punto más bajo}$$

La flecha final se calcula con la ecuación 3-31:

$$f = 2.30 \text{ m}$$

La posición del punto más bajo del hilo de guarda, tomando en cuenta la variación de la temperatura, se calcula con las ecuaciones 3-32 y 3-33:

$$Z_1 = f \left[1 - \frac{Z}{4f} \right]^2 = 0.374 \text{ m}$$

$$Z_0 = f \left[1 + \frac{Z}{4f} \right]^2 = 5.87 \text{ m}$$

Las tensiones finales del conductor en los apoyos 1 y 2 se calculan con las ecuaciones 3-6 y 3-7 respectivamente. El término T_0 ahora es T_Δ .

Para el apoyo 1:

$$T_1 = T_{\Delta} + wZ_1 = 35.68 \text{ kg}$$

$$T_{i_1} = \sqrt{T_1^2 - T_{\Delta}^2} = 3.30 \text{ kg}$$

Para el apoyo 2 (Apoyo en el marco 2, Fig. 28):

$$T_2 = T_{\Delta} + wZ_2 = 37.93 \text{ kg}$$

$$T_{i_2} = \sqrt{T_2^2 - T_{\Delta}^2} = 13.28 \text{ kg}$$

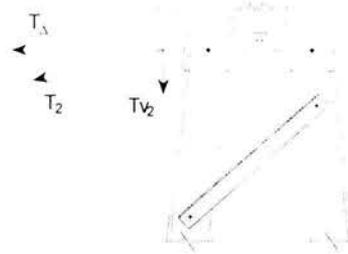


Fig. 28. Tensiones en el apoyo 2.

Considerando la sobrecarga de los trabajadores:

La sobre carga de los dos trabajadores por soporte es igual a la de H-3, por lo tanto:

$$W = 50.00 \text{ kg}$$

La tabla X muestra el resumen de cargas para el hilo de guarda H-3 según los ejes globales del modelo de SAP y la Fig. 29 muestra la dirección y aplicación de las cargas sobre la estructura.

Resumen de cargas para el hilo de guarda H-4

F_Z = Carga en dirección "Z"

F_X = Carga en dirección "X"

Tabla X. Resumen de cargas aplicadas a la estructura por el hilo de guarda H-4.

Descripción	F_Z Kg	F_X Kg
Tensión del hilo en el apoyo 2	-13.28	-35.52
Sobrecarga	-50.00	0
	$\Sigma =$ -63.29	-35.52

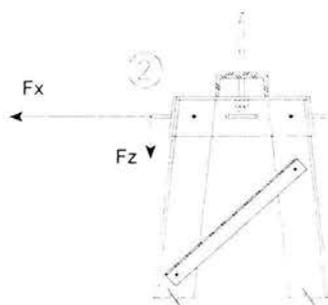


Fig. 29. Aplicación y dirección de las cargas del H-4 hacia la estructura.

3.1.2 Peso Propio

Este estado de carga considera el peso propio (Selfweight) de cada uno de los distintos elementos que integran a la estructura (Cuerdas y Celosías) y puede considerarse como un estado de carga asignándole al programa que va a ser utilizado para el análisis (en esta caso es el programa SAP2000) la instrucción de **SELFWT**¹ en la ventana de *Load Name* con un factor de peso propio (*Self Weight Multiplier*) igual a 1 como se indica en la Fig. 30.

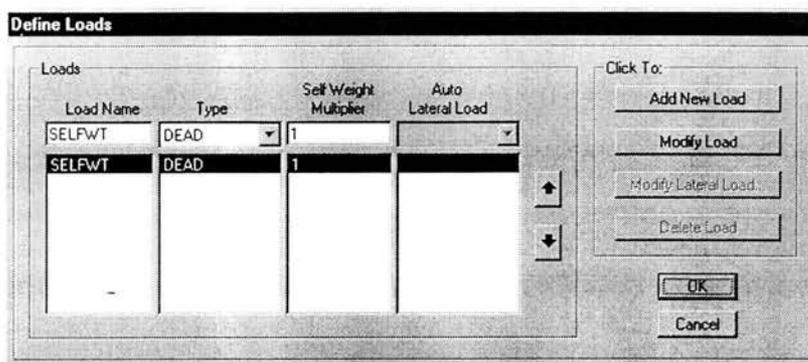


Fig. 30. Instrucción para que el programa SAP2000 considere el peso propio de los elementos.

3.1.3 Carga de viento en los cables

Para el diseño de este tipo de estructuras se proponen dos velocidades de viento; la máxima (con un periodo de retorno $T_r=200$ años), que tiene una probabilidad muy baja de ser alcanzada durante su vida útil y la velocidad media (con un periodo de retorno $T_r=10$ años) la cual puede suponerse que actúa continuamente sobre los conductores².

La presión que actúa sobre los conductores se tomará igual al 60 % cuando el claro entre apoyos sea mayor a 350.00 m y la velocidad de diseño supere los 100 Km/h; de otra manera se tomará el 80 % de la presión³.

3.1.3.1 Dirección "X"

Cuando se considera la acción del viento sobre los conductores en la dirección "X", el único conductor que está expuesto a dicha presión es el conductor C-8 como se indica en la siguiente Fig. 31.

(1) Abreviación de Self Weight que significa peso propio y que es una instrucción para que el programa SAP2000 considere el peso propio de los elementos

(2) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo II, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.8, 1983.

(3) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.27, 1983.

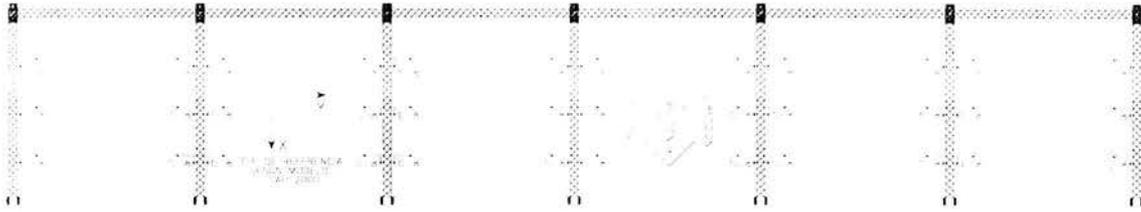


Fig. 31. Carga de viento dirección "X" sobre el marco 2.

- Análisis de viento

La presión que ejerce en viento sobre los conductores se calcula con la ecuación siguiente¹:

$$P = 0.0048F_RcGV_D^2 \quad 3.33$$

Donde:

- P Presión actuante de viento sobre los cables en kg/m^2
- c Coeficiente de arrastre e igual a 1.2 (Elementos cilíndricos), adimensional²
- G Factor de corrección por temperatura y altura con respecto al nivel del mar, adimensional
- F_R Factor de ráfaga igual 1.00 para estructuras menores de $60 mts^3$ de altura
- V_D Velocidad de diseño en km/h

De la información proporcionada⁴ se tomaron los datos característicos del sitio donde se desplantarán las estructuras:

Altura (msnm)	1885.00
Temperatura máxima promedio:	27.00 °C
Temperatura mínima promedio:	12.00 °C
Temperatura media:	19.50 °C
Categoría del terreno ⁵ :	Tipo 2

Se consideran las siguientes características de la estructura:

Clasificación de la estructura según su importancia ⁶ :	Grupo A
Clasificación de la estructura según su respuesta ante la acción del viento ⁷ :	Tipo 2
Clase de la estructura según su tamaño ⁸ :	Clase C

La velocidad de diseño se calcula con la siguiente ecuación⁹:

$$V_D = F_T F_a V_R \quad 3-34$$

(1), (2) y (3) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo III, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.17, 1983.

(4) Ver apéndice I

(5), (6), (7), (8) y (9) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Viento, Sección C, Tomo I, Tema 1, Capítulo 4, Pag. 1.4.13, 5, 8, 14 y 12 respectivamente, 1983.

Donde:

- F_T Factor que depende de la topografía del sitio, adimensional
 F_α Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposiciones locales, del tamaño de la construcción y la variación de la velocidad con la altura, adimensional
 V_R Velocidad regional que corresponde al sitio donde se construirán las estructuras, en km/h

A) Determinación de las velocidades regionales (V_R) para periodos de retorno de 10 y 200 años.

De los mapas de isotacas regionales de la C. F. E. se tiene las siguientes velocidades:

Para un periodo de retorno de 10 años¹: 127 km/h

Para un periodo e retorno de 200 años¹: 150 kg/h

B) Factor de exposición (F_α):

El factor de exposición se calcula con la siguiente ecuación²:

$$F_\alpha = F_c F_{rz} \quad 3-35$$

Donde:

- F_C Factor que determina la influencia del tamaño de la construcción e igual a 1 (análisis dinámico), adimensional³
 F_{rz} Factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z en función de la rugosidad del terreno, adimensional

En este caso, para calcular el factor de rugosidad y altura, se considera a Z como la altura medida de los conductores al pie de la estructura por lo tanto:

- Para los hilos de guarda $H-3$ y $H-4$ se toma una Z igual a: 27.5 m
 Para los conductores $C-3$ y $C-4$ se toma una Z igual a: 23.5 m
 Para el conductor $C-8$ se toma una Z igual a: 14.5 m

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles. *Diseño por Viento*, Sección C, Tomo I, Tema 1, Capítulo 4, 1983.

(2) y (3) Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles. *Diseño por Viento*, Sección C, Tomo I, Tema 1, Capítulo 4, Pag. 1.4.18 y 19 respectivamente. 1983.

$$F_{rz} = 1.56 \left(\frac{10}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{Para } Z \leq 10$$

$$F_{rz} = 1.56 \left(\frac{Z}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{Para } 10 < Z < \delta \quad \mathbf{3-36}$$

$$F_{rz} = 1.56 \quad \text{Para } Z \geq \delta$$

Por ser categoría de terreno 2 y clase C se tiene se tienen los siguientes valores¹:

$$\alpha = 0.14$$

$$\delta = 315.00 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-36 para una de $Z = 27.5 \text{ m}$ (H-3 y H-4):

$$F_{rz} = 1.11 \text{ m}$$

Similarmente para una de $Z = 23.5 \text{ m}$ (C-3 y C-4):

$$F_{rz} = 1.09 \text{ m}$$

Finalmente para una $Z = 14.5 \text{ m}$ (C-8):

$$F_{rz} = 1.02 \text{ m}$$

C) Determinación del factor de topografía (F_T)

Este factor toma en cuenta la topografía local del sitio en donde se desplantará la estructura que es un terreno prácticamente plano, a campo abierto y ausencia de cambios topográficos importantes con pendientes menores que al 5%, por lo que se considera un terreno normal y cuyo valor es²:

$$F_T = 1.00$$

D) Factor de corrección por temperatura y altura con respecto al nivel del mar (G)

Este factor se calcula con la siguiente ecuación³:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} \quad \mathbf{3-37}$$

Donde:

Ω Presión barométrica en *mm* de Hg
 τ Temperatura ambiente en °C

(1), (2) y (3) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles. *Diseño por Viento*, Sección C, Tomo I, Tema 1, Capítulo 4, Pag. 1.4.20, 21 y 27 respectivamente, 1983.

Para una altura de 1885 *msnm* se tiene una presión barométrica de¹:

$$\Omega = 609.00 \text{ mm de Hg}$$

Con la temperatura media de 19.50 °C y la presión barométrica, sustituimos estos valores en la ecuación 3-37 para determinar *G*.

$$G = 0.816$$

Carga de viento sobre los conductores con un periodo de retorno de 10 años

A continuación se presentan los cálculos de las presiones para cada uno de los conductores con todos los parámetros calculados anteriormente.

A) Cálculo de la carga uniforme para los hilos de guarda *H-3* y *H-4*.

$Z = 27.50 \text{ m}$	-	<i>Elevación del cable</i>
$F_C = 1.00$		<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.11$		<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$		<i>Factor de ráfaga</i>
$F_\alpha = 1.11$		<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$		<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$		<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 141.51 \text{ km/h}$		<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$		<i>Factor de corrección</i>
$c = 1.20$		<i>Coefficiente de arrastre</i>
$P = 94.14 \text{ kg/m}^2$		<i>Presión sobre los cables</i>
$\phi = 9.50 \text{ mm}$		<i>Diámetro del cable</i>
$w = P\phi = 0.89 \text{ kg/m}$		<i>Carga por metro lineal sobre el cable</i>

B) Cálculo de la carga uniforme para los conductores *C-3* y *C-4*

$Z = 23.50 \text{ m}$		<i>Elevación del cable</i>
$F_C = 1.00$		<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.09$		<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$		<i>Factor de ráfaga</i>
$F_\alpha = 1.09$		<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$		<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$		<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 138.47 \text{ km/h}$		<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$		<i>Factor de corrección</i>
$c = 1.20$		<i>Coefficiente de arrastre</i>
$P = 90.14 \text{ kg/m}^2$		<i>Presión sobre los cables</i>

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles. *Diseño por Viento*, Sección C, Tomo III, Tema 1, Capítulo 4, Pag. 1.4.8, 1983.

$\phi = 32.00 \text{ mm}$ *Diámetro del cable*
 $w = P\phi = 2.88 \text{ kg/m}$ *Carga por metro lineal sobre el cable*

C) Cálculo de la carga uniforme para el conductor C-8

$Z = 14.57 \text{ m}$ *Elevación del cable*
 $F_C = 1.00$ *Factor de tamaño*
 $F_{rz} = 1.02$ *Factor de rugosidad y altura*
 $F_R = 1.00$ *Factor de ráfaga*
 $F_\alpha = 1.02$ *Factor de exposición*
 $F_T = 1.00$ *Factor de topografía*
 $V_R = 127.00 \text{ km/h}$ *Velocidad regional*
 $V_D = 129.55 \text{ km/h}$ *Velocidad de diseño*
 $G = 0.82$ *Factor de corrección*
 $c = 1.20$ *Coefficiente de arrastre*
 $P = 78.90 \text{ kg/m}^2$ *Presión sobre los cables*
 $\phi = 32.00 \text{ mm}$ *Diámetro del cable*
 $w = P\phi = 2.52 \text{ kg/m}$ *Carga por metro lineal sobre el cable*

Carga de viento sobre los conductores con un periodo de retorno de 200 años

Similarmente pero ahora con la velocidad del viento para un periodo de retorno de 200 años.

A) Cálculo de la carga uniforme para los hilos de guarda H-3 y H-4

$Z = 27.50 \text{ m}$ *Elevación del cable*
 $F_C = 1.00$ *Factor de tamaño*
 $F_{rz} = 1.11$ *Factor de rugosidad y altura*
 $F_R = 1.00$ *Factor de ráfaga*
 $F_\alpha = 1.11$ *Factor de exposición*
 $F_T = 1.00$ *Factor de topografía*
 $V_R = 150.00 \text{ km/h}$ *Velocidad regional*
 $V_D = 167.14 \text{ km/h}$ *Velocidad de diseño*
 $G = 0.82$ *Factor de corrección*
 $c = 1.20$ *Coefficiente de arrastre*
 $P = 131.31 \text{ kg/m}^2$ *Presión sobre los cables*
 $\phi = 9.50 \text{ mm}$ *Diámetro del cable*
 $w = P\phi = 1.25 \text{ kg/m}$ *Carga por metro lineal sobre el cable*

B) Cálculo de la carga uniforme para los conductores C-3 y C-4

$Z = 23.50 \text{ m}$ *Elevación del cable*
 $F_C = 1.00$ *Factor de tamaño*
 $F_{rz} = 1.09$ *Factor de rugosidad y altura*

$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_\alpha = 1.09$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 150.00 \text{ km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 163.55 \text{ km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$c = 1.20$	Coefficiente de arrastre
$P = 125.75 \text{ kg/m}^2$	Presión sobre los cables
$\phi = 32.00 \text{ mm}$	Diámetro del cable
$w = P\phi = 4.02 \text{ kg/m}$	Carga por metro lineal sobre el cable

C) Cálculo de la carga uniforme para el conductor C-8

$Z = 14.50 \text{ m}$	Elevación del cable
$F_c = 1.00$	Factor de tamaño
$F_{rz} = 1.02$	Factor de rugosidad y altura
$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_\alpha = 1.02$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 150.00 \text{ km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 153.01 \text{ km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$c = 1.20$	Coefficiente de arrastre
$P = 110.06 \text{ kg/m}^2$	Presión sobre los cables
$\phi = 32.00 \text{ mm}$	Diámetro del cable
$w = P\phi = 3.52 \text{ kg/m}$	Carga por metro lineal sobre el cable

3.1.3.1.1 Con un Tr igual a 10 años

- Cargas transmitidas del conductor C-8 hacia la estructura

Considerando la misma configuración parabólica como se muestra en la Fig. 32 pero ahora en forma horizontal.

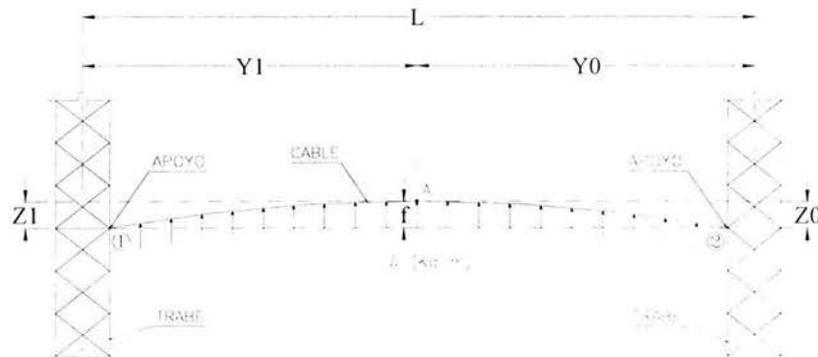


Fig. 32. Configuración parabólica del conductor con carga de viento (en planta).

Datos:

$L = 28.00 \text{ m}$
 $w = 2.02 \text{ kg/m}$ *Se considera el 80% de la presión*
 $f = 1.12 \text{ m}$ *Se considera el 4% del claro*
 $Z = 0.00 \text{ m}$ *No hay desnivel entre apoyos*

La tensión mecánica en el punto A se calcula con la ecuación 3-26:

$$T_A = 176.73 \text{ kg}$$

La posición del punto A se calculan con las ecuaciones de la 3-27 a la 3-30:

$$\begin{aligned}
 Y_I &= 14.00 \text{ m} \\
 Z_I &= 1.12 \text{ m} \\
 Y_o &= 14.00 \text{ m} \\
 Z_o &= 1.12 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Las tensiones del conductor C-8 debido a la presión del viento en el apoyo 1 y 2, se calculan con las ecuaciones 3-6 y 3-7 respectivamente. El término T_o ahora es T_A .

La tensión del conductor en el apoyo 1:

$$T_1 = T_A + wZ_1 = 178.99 \text{ kg}$$

$$T_{Y_1} = \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 28.37 \text{ kg}$$

La tensión del conductor en el apoyo 2:

$$T_2 = T_A + wZ_o = 178.99 \text{ kg}$$

$$T_{Y_2} = \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 28.37 \text{ kg}$$

Las cargas transmitidas del conductor C-8 a la estructura (Fig. 33) según los ejes globales del modelo son:

$$\begin{aligned}
 F_Y &= T_A = 353.46 \text{ kg} && \text{Por dos conductores} \\
 F_X &= T_{Y_I} = 56.73 \text{ kg} && \text{Por dos conductores}
 \end{aligned}$$

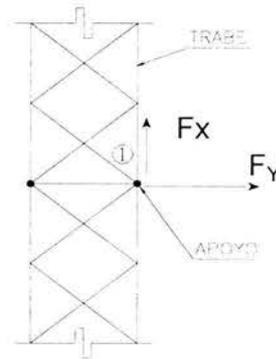


Fig. 33. Cargas transmitidas a la estructura por el conductor C-8 (en planta). 43

3.1.3.1.2 Con un Tr igual a 200 años

- Cargas transmitidas del conductor C-8 hacia la estructura

El cálculo es similar al anterior, lo único que cambia es la presión (w) sobre el conductor. A continuación se dan los datos para el cálculo de las tensiones

$$\begin{array}{ll}
 L = 28.00 \text{ m} & \\
 w = 2.82 \text{ kg/m} & \text{Se considera el 80\% de la presión} \\
 f = 1.12 \text{ m} & \text{Se considera el 4\% del claro} \\
 Z = 0.00 \text{ m} & \text{No hay desnivel entre apoyos}
 \end{array}$$

La tensión mecánica en el punto A:

$$T_A = 246.54 \text{ kg}$$

La posición del punto A es:

$$\begin{array}{l}
 Y_1 = 14.00 \text{ m} \\
 Z_1 = 1.12 \text{ m} \\
 Y_o = 14.00 \text{ m} \\
 Z_o = 1.12 \text{ m}
 \end{array}$$

La tensión del cable en el apoyo 1:

$$\begin{array}{l}
 T_1 = T_A + wZ_1 = 249.69 \text{ kg} \\
 T_{Y_1} = \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 39.57 \text{ kg}
 \end{array}$$

La tensión del cable en el apoyo 2:

$$\begin{array}{l}
 T_2 = T_A + wZ_o = 249.69 \text{ kg} \\
 T_{Y_2} = \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 39.57 \text{ kg}
 \end{array}$$

Las cargas transmitidas del conductor C-8 a la estructura según los ejes globales del modelo son:

$$\begin{array}{ll}
 F_Y = T_A = 493.08 \text{ kg} & \text{Por dos conductores} \\
 F_X = T_{Y_1} = 79.14 \text{ kg} & \text{Por dos conductores}
 \end{array}$$

3.1.3.2 Dirección "Y"

Los conductores que están expuestos a dicha presión son los conductores e hilos de guarda C-3, C-4, H-3 y H-4 como se indica en la siguiente Fig. 34.

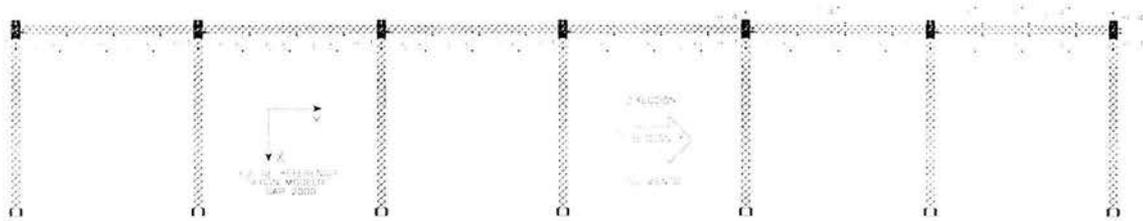


Fig. 34. Carga de viento dirección "Y" sobre el marco 2.

3.1.3.2.1 Con un Tr igual a 10 años

- Cargas transmitidas del conductor C-3 hacia la estructura

Los datos para el cálculo de las tensiones del conductor C-3, considerando la misma configuración parabólica, se dan a continuación.

$L = 57.00 \text{ m}$
 $w = 2.31 \text{ kg/m}$ *Se considera el 80% de la presión*
 $f = 2.28 \text{ m}$ *Se considera el 4% del claro*
 $Z = 0.00 \text{ m}$ *No hay desnivel entre apoyos*

La tensión mecánica en el punto A:

$$T_A = 411.06 \text{ kg}$$

La posición del punto A es:

$$\begin{aligned}
 Y_1 &= 28.50 \text{ m} \\
 Z_1 &= 2.28 \text{ m} \\
 Y_o &= 28.50 \text{ m} \\
 Z_o &= 2.28 \text{ m}
 \end{aligned}$$

La tensión del cable en el apoyo 1 (Apoyo en el Marco 2):

$$\begin{aligned}
 T_1 &= T_A + wZ_1 = 416.32 \text{ kg} \\
 T_{Y_1} &= \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 65.98 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

La tensión del cable en el apoyo 2:

$$T_2 = T_A + wZ_0 = 416.32 \text{ kg}$$

$$T_{Y_2} = \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 65.98 \text{ kg}$$

Las cargas transmitidas del conductor C-3 a la estructura (Fig. 35) según los ejes globales del modelo son:

$$F_X = T_A = 822.11 \text{ kg} \quad \text{Por dos conductores}$$

$$F_Y = T_{Y1} = 131.96 \text{ kg} \quad \text{Por dos conductores}$$

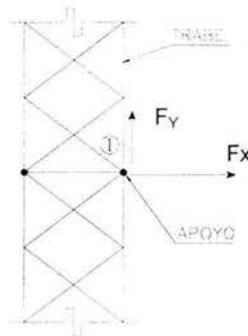


Fig. 35. Cargas transmitidas a la estructura por el conductor C-3 (en planta).

- Cargas transmitidas del conductor C-4 hacia la estructura

Los datos para el cálculo de las tensiones del conductor C-4, considerando la misma configuración parabólica, se dan a continuación.

$$L = 40.00 \text{ m}$$

$$w = 2.31 \text{ kg/m} \quad \text{Se considera el 80\% de la presión}$$

$$f = 2.00 \text{ m} \quad \text{Se considera el 5\% del claro}$$

$$Z = 5.50 \text{ m} \quad \text{Desnivel entre apoyos}$$

La tensión mecánica en el punto A:

$$T_A = 230.77 \text{ kg}$$

La posición del punto A es:

$$Y_1 = 33.75 \text{ m}$$

$$Z_1 = 5.70 \text{ m}$$

$$Y_0 = 6.25 \text{ m}$$

$$Z_0 = 0.20 \text{ m}$$

La tensión del cable en el apoyo 1:

$$T_1 = T_A + wZ_1 = 243.91 \text{ kg}$$

$$T_{Y_1} = \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 78.99 \text{ kg}$$

La tensión del cable en el apoyo 2 (Apoyo en el Marco 2):

$$T_2 = T_A + wZ_0 = 231.22 \text{ kg}$$

$$T_{Y_2} = \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 14.43 \text{ kg}$$

Las cargas transmitidas del conductor C-4 a la estructura (Fig. 36) según los ejes globales del modelo son:

$$F_X = T_A = -461.54 \text{ kg}$$

Por dos conductores

$$F_Y = T_{Y1} = 26.86 \text{ kg}$$

Por dos conductores

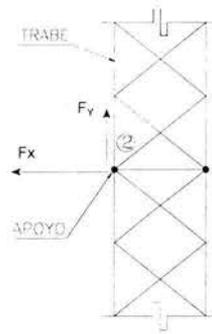


Fig. 36. Cargas transmitidas a la estructura por el conductor C-4 (en planta).

- Cargas transmitidas del hilo de guarda H-3 hacia la estructura

Considerando la misma configuración parabólica como se muestra en la Fig. 37 pero ahora en forma horizontal.



Fig. 37. Configuración parabólica del hilo de guarda con carga de viento (en planta). 47

Datos:

$$L = 57.00 \text{ m}$$

$$W = 0.72 \text{ Kg/m} \quad \text{Se considera el 80\% de la presión}$$

$$f = 2.28 \text{ m} \quad \text{Se considera el 4\% del claro}$$

$$Z = 0.00 \text{ m} \quad \text{No hay desnivel entre apoyos}$$

La tensión mecánica en el punto A:

$$T_A = 127.44 \text{ kg}$$

La posición del punto A es:

$$Y_1 = 28.50 \text{ m}$$

$$Z_1 = 2.28 \text{ m}$$

$$Y_o = 28.50 \text{ m}$$

$$Z_o = 2.28 \text{ m}$$

La tensión del cable en el apoyo 1 (Apoyo en el Marco 2):

$$T_1 = T_A + wZ_1 = 129.07 \text{ kg}$$

$$T_{Y_1} = \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 20.46 \text{ kg}$$

La tensión del cable en el apoyo 2:

$$T_2 = T_A + wZ_o = 129.07 \text{ kg}$$

$$T_{Y_2} = \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 20.46 \text{ kg}$$

Las cargas transmitidas del hilo de guarda H-3 a la estructura (Fig. 38) según los ejes globales del modelo son:

$$F_X = T_A = 127.44 \text{ kg}$$

$$F_Y = T_{Y_1} = 20.46 \text{ kg}$$

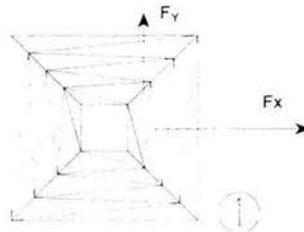


Fig. 38. Cargas transmitidas a la estructura por el hilo de guarda H-3 (en planta).

- Cargas transmitidas del hilo de guarda H-4 hacia la estructura

Los datos para el cálculo de las tensiones del conductor H-4, considerando la misma configuración parabólica, se dan a continuación.

$L = 40.00 \text{ m}$
 $w = 0.72 \text{ Kg/m}$ *Se considera el 80% de la presión*
 $f = 2.00 \text{ m}$ *Se considera el 5% del claro*
 $Z = 5.50 \text{ m}$ *Desnivel entre apoyos*

La tensión mecánica en el punto A:

$$T_A = 71.55 \text{ kg}$$

La posición del punto A es:

$$\begin{aligned}
 Y_1 &= 33.75 \text{ m} \\
 Z_1 &= 5.70 \text{ m} \\
 Y_o &= 6.25 \text{ m} \\
 Z_o &= 0.20 \text{ m}
 \end{aligned}$$

La tensión del cable en el apoyo 1:

$$\begin{aligned}
 T_1 &= T_A + wZ_1 = 75.62 \text{ kg} \\
 T_{Y_1} &= \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 24.49 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

La tensión del cable en el apoyo 2(Apoyo en el Marco 2):

$$\begin{aligned}
 T_2 &= T_A + wZ_o = 71.69 \text{ kg} \\
 T_{Y_2} &= \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 4.47 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Las cargas transmitidas del hilo de guarda H-4 a la estructura (Fig. 39) según los ejes globales del modelo son:

$$\begin{aligned}
 F_X &= T_A = -71.55 \text{ kg} \\
 F_Y &= T_{Y_1} = 4.47 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

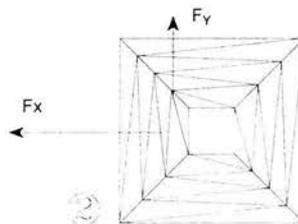


Fig. 39. Cargas transmitidas a la estructura por el hilo de guarda H-4 (en planta).

3.1.3.2.2 Con un Tr igual a 200 años

- Cargas transmitidas del conductor C-3 hacia la estructura

El cálculo para determinar la presión del conductor C-3 con un periodo de retorno de 200 es similar al cálculo de 10 años, lo único que cambia, es la presión sobre el conductor (w), A continuación se dan los datos para el cálculo de las tensiones.

$L = 57.00 \text{ m}$
 $w = 3.22 \text{ kg/m}$ *Se considera el 80% de la presión*
 $f = 2.28 \text{ m}$ *Se considera el 4% del claro*
 $Z = 0.00 \text{ m}$ *No hay desnivel entre apoyos*

La tensión mecánica en el punto A:

$$T_A = 573.43 \text{ kg}$$

La posición del punto A es:

$$\begin{aligned}
 Y_1 &= 28.50 \text{ m} \\
 Z_1 &= 2.28 \text{ m} \\
 Y_o &= 28.50 \text{ m} \\
 Z_o &= 2.28 \text{ m}
 \end{aligned}$$

La tensión del cable en el apoyo 1 (Apoyo en el Marco 2):

$$\begin{aligned}
 T_1 &= T_A + wZ_1 = 580.77 \text{ kg} \\
 T_{Y_1} &= \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 92.04 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

La tensión del cable en el apoyo 2:

$$\begin{aligned}
 T_2 &= T_A + wZ_o = 580.77 \text{ kg} \\
 T_{Y_2} &= \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 92.04 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Las cargas transmitidas del hilo de guarda C-3 a la estructura (Fig. 35) según los ejes globales del modelo son:

$$\begin{aligned}
 F_X &= T_A = 1146.85 \text{ kg} && \text{Por dos conductores} \\
 F_Y &= T_{Y1} = 184.08 \text{ kg} && \text{Por dos conductores}
 \end{aligned}$$

- Cargas transmitidas del conductor C-4 hacia la estructura

Los datos para el cálculo de las tensiones del conductor C-4, considerando la misma configuración parabólica, se dan a continuación.

$L = 40.00 \text{ m}$
 $w = 3.22 \text{ kg/m}$ *Se considera el 80% de la presión*
 $f = 2.00 \text{ m}$ *Se considera el 4% del claro*
 $Z = 5.50 \text{ m}$ *Desnivel entre apoyos*

La tensión mecánica en el punto A:

$$T_A = 321.92 \text{ kg}$$

La posición del punto A es:

$$\begin{aligned}
 Y_1 &= 33.75 \text{ m} \\
 Z_1 &= 5.70 \text{ m} \\
 Y_o &= 6.25 \text{ m} \\
 Z_o &= 0.20 \text{ m}
 \end{aligned}$$

La tensión del cable en el apoyo 1:

$$\begin{aligned}
 T_1 &= T_A + wZ_1 = 340.26 \text{ kg} \\
 T_{Y_1} &= \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 110.19 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

La tensión del cable en el apoyo 2(Apoyo en el Marco 2):

$$\begin{aligned}
 T_2 &= T_A + wZ_o = 322.55 \text{ kg} \\
 T_{Y_2} &= \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 20.13 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Las cargas transmitidas del conductor C-4 a la estructura (Fig. 36) según los ejes globales del modelo son:

$$\begin{aligned}
 F_X = T_A &= -643.85 \text{ kg} && \text{Por dos conductores} \\
 F_Y = T_{Y1} &= 40.26 \text{ kg} && \text{Por dos conductores}
 \end{aligned}$$

- Cargas transmitidas del hilo de guarda H-3 hacia la estructura

Los datos para el cálculo de las tensiones del conductor H-3, considerando la misma configuración parabólica, se dan a continuación.

$$\begin{array}{ll}
 L = 57.00 \text{ m} & \\
 w = 1.00 \text{ kg/m} & \text{Se considera el 80\% de la presión} \\
 f = 2.28 \text{ m} & \text{Se considera el 4\% del claro} \\
 Z = 0.00 \text{ m} & \text{No hay desnivel entre apoyos}
 \end{array}$$

La tensión mecánica en el punto A:

$$T_A = 177.78 \text{ kg}$$

La posición del punto A es:

$$\begin{array}{l}
 Y_1 = 28.50 \text{ m} \\
 Z_1 = 2.28 \text{ m} \\
 Y_o = 28.50 \text{ m} \\
 Z_o = 2.28 \text{ m}
 \end{array}$$

La tensión del cable en el apoyo 1 (Apoyo en el Marco 2):

$$\begin{array}{l}
 T_1 = T_A + wZ_1 = 180.06 \text{ kg} \\
 T_{Y_1} = \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 28.54 \text{ kg}
 \end{array}$$

La tensión del cable en el apoyo 2:

$$\begin{array}{l}
 T_2 = T_A + wZ_o = 180.06 \text{ kg} \\
 T_{Y_2} = \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 28.54 \text{ kg}
 \end{array}$$

Las cargas transmitidas del hilo de guarda H-3 a la estructura (Fig. 38) según los ejes globales del modelo son:

$$\begin{array}{l}
 F_X = T_A = 177.78 \text{ kg} \\
 F_Y = T_{Y1} = 28.54 \text{ kg}
 \end{array}$$

- Cargas transmitidas del hilo de guarda H-4 hacia la estructura

Los datos para el cálculo de las tensiones del conductor H-4, considerando la misma configuración parabólica, se dan a continuación.

$$\begin{array}{ll} L = 40.00 \text{ m} & \\ w = 1.00 \text{ kg/m} & \text{Se considera el 80\% de la presión} \\ f = 2.00 \text{ m} & \text{Se considera el 5\% del claro} \\ Z = 5.50 \text{ m} & \text{Desnivel entre apoyos} \end{array}$$

La tensión mecánica en el punto A:

$$T_A = 99.81 \text{ kg}$$

La posición del punto A es:

$$\begin{array}{l} Y_1 = 33.75 \text{ m} \\ Z_1 = 5.70 \text{ m} \\ Y_o = 6.25 \text{ m} \\ Z_o = 0.20 \text{ m} \end{array}$$

La tensión del cable en el apoyo 1:

$$\begin{array}{l} T_1 = T_A + wZ_1 = 105.49 \text{ kg} \\ T_{Y_1} = \sqrt{T_1^2 - T_A^2} = 34.16 \text{ kg} \end{array}$$

La tensión del cable en el apoyo 2(Apoyo en el Marco 2):

$$\begin{array}{l} T_2 = T_A + wZ_o = 100.00 \text{ kg} \\ T_{Y_2} = \sqrt{T_2^2 - T_A^2} = 6.24 \text{ kg} \end{array}$$

Las cargas transmitidas del hilo de guarda H-4 a la estructura (Fig. 39) según los ejes globales del modelo son:

$$\begin{array}{l} F_X = T_A = -99.81 \text{ kg} \\ F_Y = T_{Y_1} = 6.24 \text{ kg} \end{array}$$

3.1.4 Carga de viento sobre la estructura

3.1.4.1 Dirección "X"

3.1.4.1.1 Con un Tr igual a 10 años

Como el marco tiene traveses a diferentes niveles y adicionalmente la presión del viento está en función de la altura, se dividió en dos partes al marco. La Fig. 40 muestra la división que se propuso para el análisis.

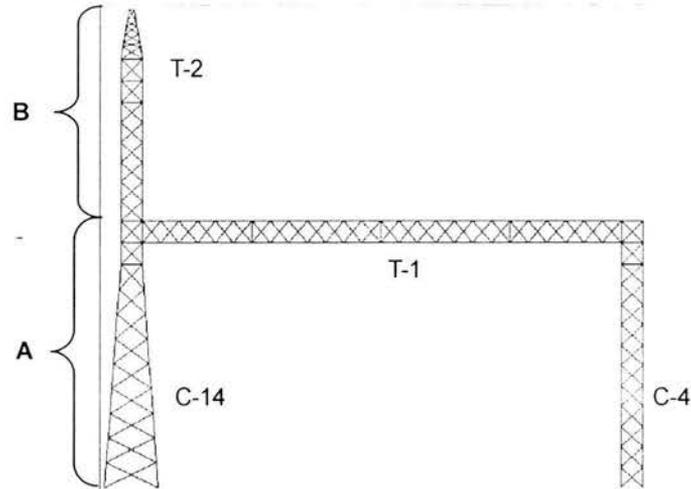


Fig. 40. División del marco dos para el análisis por viento.

Retomando el mismo análisis por viento que se realizó para los cables pero ahora el coeficiente de arrastre "c" es diferente y se calcula utilizando la gráfica que se muestra en la Fig. 41¹.

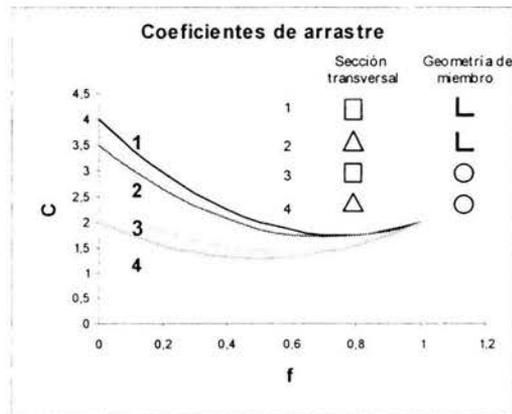


Fig. 41. Coeficiente de arrastre "c".

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo III, Tema 2, Capítulo 3, Pág. 2.3.18, 1983.

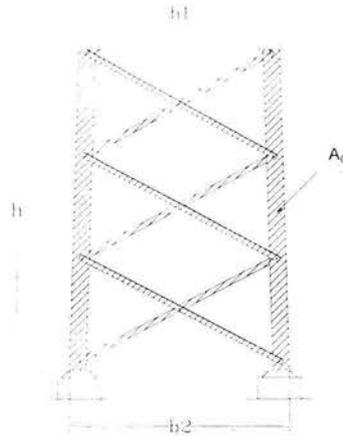


Fig. 42. Área expuesta de los elementos.

Con referencia a la Fig. 42, se calcula el factor de solidez con la siguiente ecuación¹.

$$f = \frac{2A_0}{(b_1 + b_2)h} \quad 3-38$$

Donde:

f = Factor de solidez

A_0 = Proyección vertical del área expuesta de los miembros

h = Altura a la que se encuentra la sección en análisis

b_1 = Dimensión superior de la sección en análisis

b_2 = Dimensión inferior de la sección en análisis

c = Coeficiente de arrastre

- Carga uniforme por viento para la columna C-14 en el tramo A

Los datos para calcular el factor de solidez se dan a continuación con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$

$$h = 14.50 \text{ m}$$

$$b_1 = 1.20 \text{ m}$$

$$b_2 = 1.40 \text{ m}$$

$$A_0 = 6.43 \text{ m}^2$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-38 para calcular el factor de solidez obtenemos:

$$f = 0.341$$

Con este valor entramos a la gráfica de la Fig. 41 y observamos que para dicho valor le corresponde un coeficiente de arrastre de:

$$c = 2.419$$

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo III, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.18, 1983.

Por lo tanto la carga de viento sobre la estructura en el tramo *A* de la columna *C-14* es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.02$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$	<i>Factor de ráfaga</i>
$F_a = 1.02$	<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$	<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$	<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 129.55 \text{ km/h}$	<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$	<i>Factor de corrección</i>
$P = 159.03 \text{ kg/m}^2$	<i>Presión sobre la estructura</i>
$t = 300.00 \text{ mm}$	<i>Veces el tamaño del ángulo</i>
$w = 47.71 \text{ kg/m}$	<i>Carga por metro lineal sobre la estructura</i>

- Carga uniforme por viento para la columna C-4

Se calcula con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$.

Datos:

$h = 14.50 \text{ m}$
$b_1 = 1.20 \text{ m}$
$b_2 = 2.00 \text{ m}$
$A_o = 5.01 \text{ m}^2$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-38 para calcular el factor de solidez:

$$f = 0.216$$

Para este factor le corresponde un coeficiente de arrastre de:

$$c = 2.891$$

Por lo tanto la carga de viento sobre la columna *C-4* es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.02$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$	<i>Factor de ráfaga</i>
$F_a = 1.02$	<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$	<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$	<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 129.55 \text{ km/h}$	<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$	<i>Factor de corrección</i>
$P = 190.07 \text{ kg/m}^2$	<i>Presión sobre la estructura</i>

$t = 200.00 \text{ mm}$ Veces el tamaño del ángulo
 $w = 38.01 \text{ kg/m}$ Carga por metro lineal sobre la estructura

- Carga uniforme por viento para la trabe T-2

Se calcula con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 23.50 \text{ m}$

Datos:

$h = 28.00 \text{ m}$
 $b_1 = 1.20 \text{ m}$
 $b_2 = 1.20 \text{ m}$
 $A_o = 7.66 \text{ m}^2$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-38 para calcular el factor de solidez:

$$f = 0.228$$

Para este factor le corresponde un coeficiente de arrastre de:

$$c = 2.840$$

Por lo tanto la carga de viento sobre la trabe T-2 es:

$Z = 23.50 \text{ m}$	Altura en análisis
$F_c = 1.00$	Factor de tamaño
$F_{rz} = 1.09$	Factor de rugosidad y altura
$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_a = 1.09$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 138.47 \text{ km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$P = 213.34 \text{ kg/m}^2$	Presión sobre la estructura
$t = 200.00 \text{ mm}$	Veces el tamaño del ángulo
$w = 42.67 \text{ kg/m}$	Carga por metro lineal sobre la estructura

- Carga uniforme por viento para la columna C-14 en el tramo B:

Se calcula con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 23.50 \text{ m}$

Datos:

$h = 13.00 \text{ m}$
 $b_1 = 1.20 \text{ m}$

$$b_2 = 1.20 \text{ m}$$

$$A_o = 5.77 \text{ m}^2$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-38 para calcular el factor de solidez:

$$f = 0.370$$

Para este factor le corresponde un coeficiente de arrastre de:

$$c = 2.328$$

Por lo tanto la carga de viento sobre la estructura en el tramo *B* de la columna *C-14* es:

$Z = 23.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.09$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$	<i>Factor de ráfaga</i>
$F_a = 1.09$	<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$	<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$	<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 138.47 \text{ km/h}$	<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$	<i>Factor de corrección</i>
$P = 174.88 \text{ kg/m}^2$	<i>Presión sobre la estructura</i>
$t = 300.00 \text{ mm}$	<i>Veces el tamaño del ángulo</i>
$w = 52.46 \text{ kg/m}$	<i>Carga por metro lineal sobre la estructura</i>

- Carga uniforme por viento para el copete de C-14:

Se calcula con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 27.50 \text{ m}$

Datos:

$$h = 4.00 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$b_2 = 1.20 \text{ m}$$

$$A_o = 0.98 \text{ m}^2$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 3-38 para calcular el factor de solidez:

$$f = 0.327$$

Para este factor le corresponde un coeficiente de arrastre de:

$$c = 2.467$$

Por lo tanto la carga de viento sobre el copete de la columna C-14 es:

$Z = 27.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.11$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$	<i>Factor de ráfaga</i>
$F_a = 1.11$	<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$	<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$	<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 141.51 \text{ km/h}$	<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$	<i>Factor de corrección</i>
$P = 193.53 \text{ kg/m}^2$	<i>Presión sobre la estructura</i>
$t = 50.00 \text{ mm}$	<i>Veces el tamaño del ángulo</i>
$w = 9.68 \text{ kg/m}$	<i>Carga por metro lineal sobre la estructura</i>

3.1.4.1.2 Con un Trigual a 200 años.

El cálculo es similar al del periodo de 10 años pero ahora se calcula con la presión de viento para un periodo de retorno de 200 años.

- Carga uniforme por viento para la columna C-14 en el tramo A:

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$

$h = 14.50 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 1.40 \text{ m}$	
$A_o = 6.43 \text{ m}^2$	
$f = 0.341$	Factor de solidez
$c = 2.419$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la estructura en el tramo A de la columna C-14 es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.02$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$	<i>Factor de ráfaga</i>
$F_a = 1.02$	<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$	<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 150.00 \text{ Km/h}$	<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 153.01 \text{ Km/h}$	<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$	<i>Factor de corrección</i>
$P = 221.84 \text{ Kg/m}^2$	<i>Presión sobre la estructura</i>
$t = 300.00 \text{ mm}$	<i>Veces el tamaño del ángulo</i>
$w = 66.55 \text{ Kg/m}$	<i>Carga por metro lineal sobre la estructura</i>

- Carga uniforme por viento para la columna C-4:

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$

$h = 14.50 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 2.00 \text{ m}$	
$A_o = 5.01 \text{ m}^2$	
$f = 0.216$	Factor de solidez
$c = 2.891$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la columna C-4 es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.02$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$	<i>Factor de ráfaga</i>
$F_a = 1.02$	<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$	<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 150.00 \text{ km/h}$	<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 153.01 \text{ km/h}$	<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$	<i>Factor de corrección</i>
$P = 265.14 \text{ kg/m}^2$	<i>Presión sobre la estructura</i>
$t = 200.00 \text{ mm}$	<i>Veces el tamaño del ángulo</i>
$w = 53.03 \text{ kg/m}$	<i>Carga por metro lineal sobre la estructura</i>

- Carga uniforme por viento para la trabe T-2

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 23.50 \text{ m}$

Datos:

$h = 28.00 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 1.20 \text{ m}$	
$A_o = 7.66 \text{ m}^2$	
$f = 0.228$	Factor de solidez
$c = 2.840$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la trabe T-2 es:

$Z = 23.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.09$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>

$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_a = 1.09$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 150.00 \text{ km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 163.55 \text{ km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$P = 297.62 \text{ kg/m}^2$	Presión sobre la estructura
$t = 200.00 \text{ mm}$	Veces el tamaño del ángulo
$w = 59.52 \text{ kg/m}$	Carga por metro lineal sobre la estructura

- Carga uniforme por viento para la columna C-14 en el tramo B:

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 23.50 \text{ m}$

Datos:

$h = 13.00 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 1.20 \text{ m}$	
$A_o = 5.77 \text{ m}^2$	
$f = 0.370$	Factor de solidez
$c = 2.328$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la estructura en el tramo B de la columna C-14 es:

$Z = 23.50 \text{ m}$	Altura en análisis
$F_c = 1.00$	Factor de tamaño
$F_{rz} = 1.09$	Factor de rugosidad y altura
$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_a = 1.09$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 150.00 \text{ Km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 163.55 \text{ Km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$P = 243.96 \text{ Kg/m}^2$	Presión sobre la estructura
$t = 300.00 \text{ mm}$	Veces el tamaño del ángulo
$w = 73.19 \text{ Kg/m}$	Carga por metro lineal sobre la estructura

- Carga uniforme por viento para el copete de C-14

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 27.50 \text{ m}$

$h = 4.00 \text{ m}$	
$b_1 = 0.30 \text{ m}$	
$b_2 = 1.20 \text{ m}$	
$A_o = 0.98 \text{ m}^2$	
$f = 0.327$	Factor de solidez
$c = 2.467$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre el copete de la columna C-14 es:

$Z = 27.50 \text{ m}$	Altura en análisis
$F_c = 1.00$	Factor de tamaño
$F_{rz} = 1.11$	Factor de rugosidad y altura
$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_a = 1.11$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 150.00 \text{ km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 167.14 \text{ km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$P = 269.97 \text{ kg/m}^2$	Presión sobre la estructura
$t = 50.00 \text{ mm}$	Veces el tamaño del ángulo
$w = 13.50 \text{ kg/m}$	Carga por metro lineal sobre la estructura

3.1.4.2 Dirección "Y"

3.1.4.2.1 Con un Tr igual a 10 años

Para el cálculo de la presión del viento sobre la estructura se sigue el mismo criterio que se aplico para el análisis en dirección "X"

- Carga uniforme por viento para la columna C-14 en el tramo A:

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$

$h = 14.50 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 3.00 \text{ m}$	
$A_o = 7.50 \text{ m}^2$	
$f = 0.246$	Factor de solidez
$c = 2.765$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la estructura en el tramo A de la columna C-14 es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	Altura en análisis
$F_c = 1.00$	Factor de tamaño

$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_{rz} = 1.02$	Factor de rugosidad y altura
$F_a = 1.02$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 129.55 \text{ km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$P = 181.78 \text{ kg/m}^2$	Presión sobre la estructura
$t = 300.00 \text{ mm}$	Veces el tamaño del ángulo
$w = 54.53 \text{ kg/m}$	Carga por metro lineal sobre la estructura

- Carga uniforme por viento para la columna C-4:

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$

$h = 14.50 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 1.20 \text{ m}$	
$A_o = 3.97 \text{ m}^2$	
$f = 0.228$	Factor de solidez
$c = 2.839$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la columna C-4 es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	Altura en análisis
$F_c = 1.00$	Factor de tamaño
$F_{rz} = 1.02$	Factor de rugosidad y altura
$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_a = 1.02$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 129.55 \text{ km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$P = 186.67 \text{ kg/m}^2$	Presión sobre la estructura
$t = 200.00 \text{ mm}$	Veces el tamaño del ángulo
$w = 37.33 \text{ kg/m}$	Carga por metro lineal sobre la estructura

- Carga uniforme por viento para la trabe T-1

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$.

$h = 28.00 \text{ m}$
$b_1 = 1.20 \text{ m}$

$$b_2 = 1.20 \text{ m}$$

$$A_o = 7.66 \text{ m}^2$$

$$f = 0.228$$

$$c = 2.840$$

Por lo tanto la carga de viento sobre la trabe T-1 es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.02$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$	<i>Factor de ráfaga</i>
$F_a = 1.02$	<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$	<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$	<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 129.55 \text{ km/h}$	<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$	<i>Factor de corrección</i>
$P = 186.73 \text{ kg/m}^2$	<i>Presión sobre la estructura</i>
$t = 200.00 \text{ mm}$	<i>Veces el tamaño del ángulo</i>
$w = 37.35 \text{ kg/m}$	<i>Carga por metro lineal sobre la estructura</i>

- Carga uniforme por viento para la columna C-14 en el tramo B

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 23.50 \text{ m}$

$h = 13.00 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 1.20 \text{ m}$	
$A_o = 5.77 \text{ m}^2$	
$f = 0.370$	<i>Factor de solidez</i>
$c = 2.328$	<i>Coefficiente de arrastre</i>

Por lo tanto la carga de viento sobre la estructura en el tramo B de la columna C-14 es:

$Z = 23.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.09$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$	<i>Factor de ráfaga</i>
$F_a = 1.09$	<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$	<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 127.00 \text{ km/h}$	<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 138.47 \text{ km/h}$	<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$	<i>Factor de corrección</i>
$P = 174.88 \text{ kg/m}^2$	<i>Presión sobre la estructura</i>
$t = 300.00 \text{ mm}$	<i>Veces el tamaño del ángulo</i>
$w = 52.46 \text{ kg/m}$	<i>Carga por metro lineal sobre la estructura</i>

3.1.4.2.2 Con un T_r igual a 200 años.

- Carga uniforme por viento para la columna C-14 en el tramo A

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$

$h = 14.50 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 3.00 \text{ m}$	
$A_o = 7.50 \text{ m}^2$	
$f = 0.246$	Factor de solidez
$c = 2.765$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la estructura en el tramo A de la columna C-14 es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	Altura en análisis
$F_c = 1.00$	Factor de tamaño
$F_{rz} = 1.02$	Factor de rugosidad y altura
$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_a = 1.02$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 150.00 \text{ km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 153.01 \text{ km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$P = 253.58 \text{ kg/m}^2$	Presión sobre la estructura
$t = 300.00 \text{ mm}$	Veces el tamaño del ángulo
$w = 76.08 \text{ kg/m}$	Carga por metro lineal sobre la estructura

- Carga uniforme por viento para la columna C-4:

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$

$h = 14.50 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 1.20 \text{ m}$	
$A_o = 3.97 \text{ m}^2$	
$f = 0.228$	Factor de solidez
$c = 2.839$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la columna C-4 es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	Altura en análisis
$F_c = 1.00$	Factor de tamaño
$F_{rz} = 1.02$	Factor de rugosidad y altura

$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_a = 1.02$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 150.00 \text{ Km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 153.01 \text{ Km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$P = 260.41 \text{ Kg/m}^2$	Presión sobre la estructura
$t = 200.00 \text{ mm}$	Veces el tamaño del ángulo
$w = 52.08 \text{ Kg/m}$	Carga por metro lineal sobre la estructura

- Carga uniforme por viento para la trabe T-1

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 14.50 \text{ m}$

$h = 28.00 \text{ m}$	
$b_1 = 1.20 \text{ m}$	
$b_2 = 1.20 \text{ m}$	
$A_o = 7.66 \text{ m}^2$	
$f = 0.228$	Factor de solidez
$c = 2.840$	Coefficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la trabe T-1 es:

$Z = 14.50 \text{ m}$	Altura en análisis
$F_c = 1.00$	Factor de tamaño
$F_{rz} = 1.02$	Factor de rugosidad y altura
$F_R = 1.00$	Factor de ráfaga
$F_a = 1.02$	Factor de exposición
$F_T = 1.00$	Factor de topografía
$V_R = 150.00 \text{ km/h}$	Velocidad regional
$V_D = 153.01 \text{ km/h}$	Velocidad de diseño
$G = 0.82$	Factor de corrección
$P = 260.48 \text{ kg/m}^2$	Presión sobre la estructura
$t = 200.00 \text{ mm}$	Veces el tamaño del ángulo
$w = 52.10 \text{ kg/m}$	Carga por metro lineal sobre la estructura

- Carga uniforme por viento para la columna C-14 en el tramo B

Los datos siguientes son para calcular la presión de viento sobre la estructura con una velocidad de viento correspondiente a una $Z = 23.50 \text{ m}$

$h = 13.00 \text{ m}$
$b_1 = 1.20 \text{ m}$
$b_2 = 1.20 \text{ m}$

$A_o = 5.77 \text{ m}^2$
 $f = 0.370$ Factor de solidez
 $c = 2.328$ Coeficiente de arrastre

Por lo tanto la carga de viento sobre la estructura en el tramo B de la columna $C-14$ es:

$Z = 23.50 \text{ m}$	<i>Altura en análisis</i>
$F_c = 1.00$	<i>Factor de tamaño</i>
$F_{rz} = 1.09$	<i>Factor de rugosidad y altura</i>
$F_R = 1.00$	<i>Factor de ráfaga</i>
$F_a = 1.09$	<i>Factor de exposición</i>
$F_T = 1.00$	<i>Factor de topografía</i>
$V_R = 150.00 \text{ km/h}$	<i>Velocidad regional</i>
$V_D = 163.55 \text{ km/h}$	<i>Velocidad de diseño</i>
$G = 0.82$	<i>Factor de corrección</i>
$P = 243.96 \text{ kg/m}^2$	<i>Presión sobre la estructura</i>
$t = 300.00 \text{ mm}$	<i>Veces el tamaño del ángulo</i>
$w = 73.19 \text{ kg/m}$	<i>Carga por metro lineal sobre la estructura</i>

3.1.5 Cargas por Sismo

El análisis por sismo para este tipo de estructuras es algo complejo debido a la irregularidad tanto en masa como en rigidez de la estructura. El método que puede ser empleado para el análisis por sismo, es el Método Sísmico Estático.

Para el análisis puede considerarse un marco independiente con dos entrepisos (h_1 y h_2) con sus masas tributarias respectivas. Las fuerzas sísmicas se aplicarán en las uniones de las traveses con las columnas. La siguiente Fig. 43 muestra a un marco independiente para su análisis.

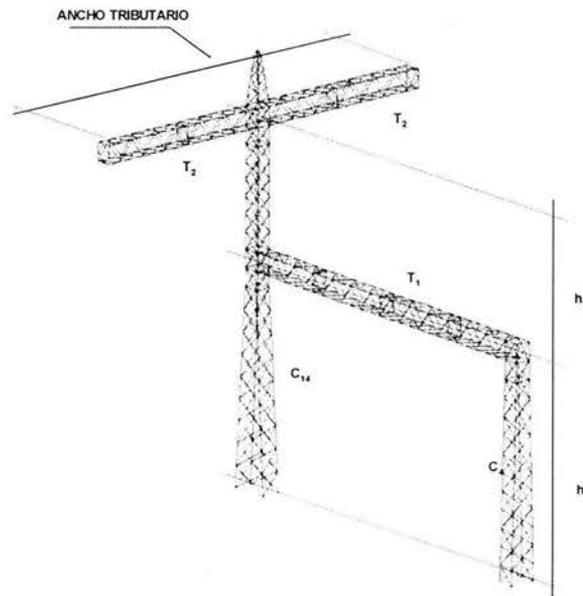


Fig. 43. Marco independiente para el análisis por sismo.

Una vez definido el criterio se lleva a cabo el análisis con los siguientes datos propios del terreno y de la estructura.

Estas estructuras requieren un alto grado de seguridad por las grandes pérdidas económicas que podrían llegar a ocasionar si llegaran a colapsarse, por lo tanto, se considera a la estructura dentro del Grupo "A".

De los estudios preliminares se tiene que el tipo de terreno donde se van a desplantar éstas estructuras es del Tipo II con un coeficiente sísmico C_s igual a 0.30^1 .

Para el cálculo de los pesos debe considerarse el peso propio de la estructura, el de los aisladores y la sobrecarga que se consideró en el estado de cargas permanentes. El peso de la estructura se puede estimar considerando que las cuerdas son totalmente rectas y que las diagonales tienen una inclinación de 45° (Fig. 44). Las siguientes tablas muestran el peso aproximado de los elementos del marco.

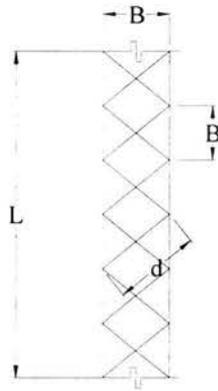


Fig. 44. Distribución de elementos estimados en el marco 2.

- Cálculo del peso de la columna C-14

Cuerdas:

Nivel	L m	Angulo	w kg/m	Cantidad	W kg
h_1	14.50	6"x3/4"	42.71	4	2477.18
h_2	9.00	6"x5/8"	36.01	4	1296.36
Copete	4.00	2 1/2" x 1/4"	7.68	4	122.88

(1) Ver apéndice 1.

Diagonales:

Nivel	B m	d m	Ángulo	w kg/m	Cantidad	W kg
h ₁	2.10	2.97	6 1/2"x1/4"	8.63	48	1238.77
	1.20	1.70	2"x3/16"	4.61	48	378.13
h ₂	1.20	1.70	2"x3/16"	4.61	30	234.70
	1.20	1.70	2"x3/16"	4.61	30	234.70
Copete	0.75	1.06	1 1/2"x1/4"	4.40	5	24.89
	0.75	1.06	1 1/2"x1/4"	4.40	5	24.89

- Cálculo del peso de la columna C-4

Cuerdas:

Nivel	L m	Angulo	w kg/m	Cantidad	W kg
h ₁	14.50	4"x3/4"	14.58	4	845.64

Diagonales:

Nivel	B m	d m	Angulo	w kg/m	Cantidad	W kg
h ₁	1.60	2.26	2 1/2"x1/4"	8.63	36	707.87
	1.20	1.70	2"x3/16"	4.61	24	189.07

- Cálculo del peso de la trabe T-1

Cuerdas:

Nivel	L m	Angulo	w kg/m	Cantidad	W kg
T-1	28.00	4"x3/4"	14.58	4	1632.96

Diagonales:

Nivel	B m	d m	Angulo	w kg/m	Cantidad	W kg
T-1	1.20	1.70	2"x3/16"	4.61	93	730.19
	1.20	1.70	2"x3/16"	4.61	47	365.09

- Cálculo del peso de la traves T-2

Cuerdas:

Nivel	L m	Angulo	w kg/m	Cantidad	W kg
T-2	28.00	4"x1/2"	19.05	4	2133.60

Diagonales:

Nivel	B m	d m	Angulo	w kg/m	Cantidad	W kg
T-2	1.20	1.70	2"x1/4"	6.06	93	959.86
	1.20	1.70	2"x1/4"	6.06	47	479.93

Una vez conocido el peso aproximado de los elementos que conforman a la estructura, se procede a calcular de los pesos de entrepiso para cada uno de los marcos.

- Cálculo de pesos de entrepiso

A) Cálculo del peso de entrepiso para el marco extremo.

Entrepiso	Columnas m	Trabes	Aisladores kg/m	Sobrecarga	W kg
2	1055.54	1786.69	2997.00	400.00	6239.23
1	3801.21	2728.24	3996.00	600.00	11125.45

B) Cálculo del peso de entrepiso para el marco intermedio.

Entrepiso	Columnas m	Trabes	Aisladores kg/m	Sobrecarga	W kg
2	1055.54	3573.38	5994.00	700.00	11322.93
1	3801.21	2728.24	5994.00	600.00	13123.45

- Cálculo de las fuerzas sísmicas

A continuación se dan los datos necesarios para calcular las fuerzas sísmicas.

Estructura tipo: "A"
 Zona sísmica: "B"
 Tipo de terreno: II
 Coeficiente Sísmico (Cs): 0.30

Coeficiente sísmico último: 0.45 $1.5 \cdot C_s$ por ser estructura del grupo "A"
 T_a : 0.30 Seg
 T_b : 1.5 Seg
 Factor de regularidad (F_R): 0.80
 Factor de comp. sism. (Q): 2.00

La Fig. 45 muestra el espectro de diseño característico de la zona de interés¹.

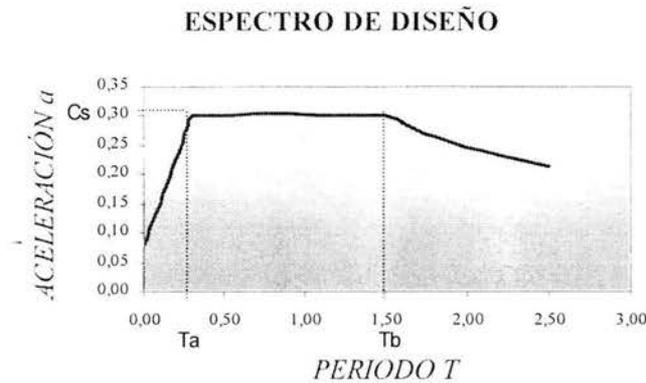


Fig. 45. Espectro de diseño característico de la zona.

La fuerza sísmica que actúa en el i -ésimo nivel se calcula con la ecuación:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \left(\frac{C_s}{F_R Q'} \right) \sum W_i \quad 3-39$$

Donde:

F_i = Fuerza lateral en el i -ésimo nivel
 W_i = Peso de la i -ésima masa
 H_i = Altura de la i -ésima masa sobre el desplante
 Q' = Factor de reducción
 C_s = Coeficiente sísmico del terreno
 F_R = Factor de irregularidad

(1) Valores tomados del Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo, Comisión Federal de Electricidad, 1993.

3.1.5.1 Dirección "X"

- Marco extremo:

Periodo (T_x): 0.45 seg

$Q^* = 2.00$

Entrepiso	W_i ton	h_i m	$W_i * h_i$	F_i ton
2	6.24	23.50	146.62	2.33
1	11.13	14.50	161.32	2.546
	Σ 17.36		Σ 307.94	

- Marco intermedio:

Periodo (T_x): 0.45 seg

$Q^* = 2.00$

Entrepiso	W_i ton	h_i m	$W_i * h_i$	F_i ton
2	11.32	23.50	266.09	4.01
1	13.12	14.50	190.29	2.87
	Σ 24.45		Σ 456.38	

3.1.5.2 Dirección "Y"

- Marco extremo:

Periodo (T_y): 0.82 seg

$Q^* = 2.00$

Entrepiso	W_i ton	h_i m	$W_i * h_i$	F_i ton
2	6.24	23.50	146.62	2.33
1	11.13	14.50	161.32	2.546
	Σ 17.36		Σ 307.94	

- Marco intermedio:

Periodo (T_y): 0.82 seg

$Q^* = 2.00$

Entrepiso	W_i ton	h_i m	$W_i * h_i$	F_i ton
2	11.32	23.50	266.09	4.01
1	13.12	14.50	190.29	2.87
	Σ 24.45		Σ 456.38	

3.1.6 Ruptura de conductor

El criterio que generalmente se recomienda es simular la falla de un conductor estratégicamente elegido de tal manera que le provoque un comportamiento desfavorable a la estructura. No se considera la falla simultánea de dos o más conductores por ser ésta una situación desfavorable para el diseño de la estructura y por que no se disponen de reportes de su ocurrencia que justifique su inclusión.

Se considera una carga adicional del 1.33 veces la tensión del conductor antes de la falla para tomar en cuenta el impacto del conductor que le transmite a la estructura al momento de la ruptura¹.

Para facilitar el análisis y no cometer un error al duplicar algún estado de carga al momento de realizar las combinaciones, éste estado de carga se divide en cuatro subastados de carga independientes.

3.1.6.1 Ruptura en carga permanente para el análisis en dirección "X"

Tomando como referencia a la dirección del viento sobre los conductores, nos da la pauta para elegir a los conductores que fallarían para este estado de carga, esto se ilustra mejor en la Fig. 46.

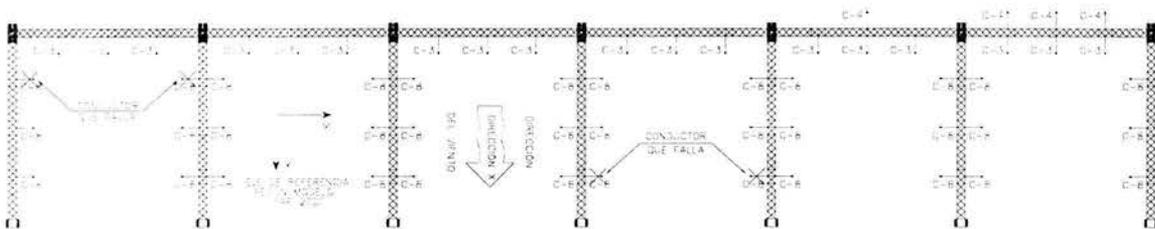


Fig. 46. Conductores considerados que fallan.

La forma de considerar éste estado de carga es muy sencilla pues con las mismas acciones del estado de cargas permanentes cargamos nuevamente al modelo bajo un nuevo estado de carga (*RCCPDX*). Las tensiones de los conductores que falla serán ahora 1.33 veces la tensión del conductor y se aplicarán en dirección opuesta a la original, esto es par tomar el efecto de impacto sobre la estructura.

3.1.6.2 Ruptura en carga permanente para el análisis en dirección "Y"

Similarmente al estado de carga anterior, consideramos al falla de algunos conductores para su análisis en dirección "Y". La Fig. 47 indica los conductores que suponemos que fallan para éste estado de carga.

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo II, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.8., 1983.

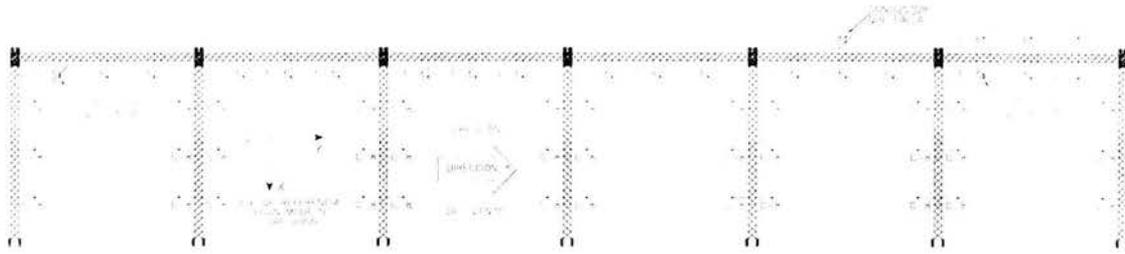


Fig. 47. Conductores considerados que fallan.

3.1.6.3 Ruptura en carga de viento en cables con T_r igual a 10 años (dirección "X")

Para crear éste estado de carga, realizamos lo mismo que en 3.1.6.1, pero ahora se toman las acciones del estado de carga "viento en cables con un T_r igual a 10 años sentido "X"¹. Aquí necesariamente tiene que ser los mismos conductores que hayamos elegido que falla en 3.1.6.1 debido a que al momento de realizar las combinaciones se tenga congruencia con los mismos conductores. La Fig 48 indica las acciones consideradas para este estado de carga.

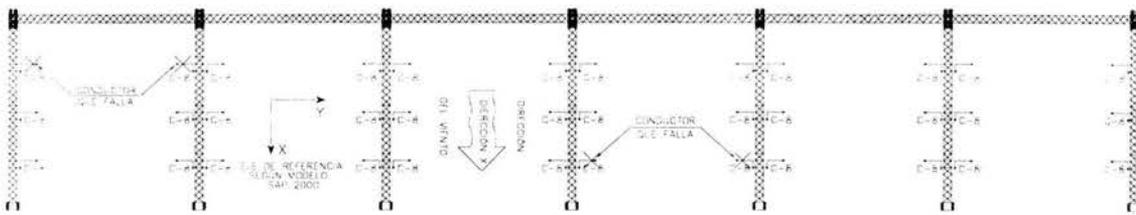


Fig. 48. Conductores considerados que fallan.

3.1.6.4 Ruptura en carga de viento en cables con T_r igual a 10 años (dirección "Y")

Similarmente al estado de carga anterior, pero ahora se toman las acciones del viento sobre los cables con T_r igual a 10 años en dirección "Y". La Fig. 49 indica las acciones consideradas para éste estado de carga.

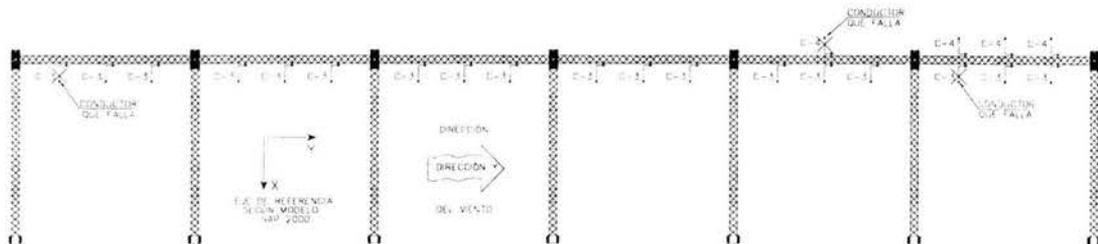


Fig. 49. Conductores considerados que fallan.

(1) Se considera el periodo de retorno de 10 ya que se supone que actúa continuamente sobre la línea y el de 200 años es muy poco probable que ocurra.

3.1.7 Cargas por hielo

Aunque no lo consideremos para el diseño, se puede mencionar que la acumulación de hielo sobre los cables ó en la estructura es un fenómeno muy raro en México por lo que en muy pocas veces se toma en cuenta. A menos que se tengan estudios sobre éste fenómeno ó se quiera tomar en cuenta para el diseño, se puede considerar una capa de hielo sobre los cables de 3.5 mm de espesor y un peso específico de 900 kg/m^3 . La Fig. 50 muestra la capa de hielo acumulado sobre el conductor¹.

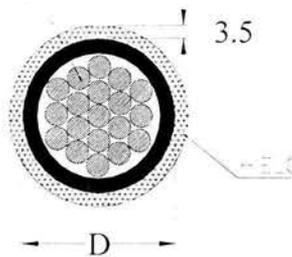


Fig. 50. Acumulación de hielo de 3.5 mm de espesor sobre el conductor.

3.2 Combinaciones y factores de carga

Se entiende como combinación de carga a la superposición de aquellas condiciones básicas de carga que tiene una alta probabilidad de ocurrir simultáneamente. La tabla XI resumen todas las condiciones básicas de carga con una identificación tanto para las combinaciones como para el programa SAP 2000.

Tabla XI. Resumen de las condiciones básicas de carga.

Identificación para la combinación	Condición básica de carga	Identificación para el programa SAP 2000
A	Carga permanente	CARGPERM
B	Peso Propio	PESPRO
C1	Viento en cables con $Tr = 10$ años, dirección "X"	VCTR10DX
C2	Viento en cables con $Tr = 200$ años, dirección "X"	VCTR20DX
D1	Viento en cables con $Tr = 10$ años, dirección "Y"	VCTR10DY
D2	Viento en cables con $Tr = 200$ años, dirección "Y"	VCTR20DY

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.28, 1983.

E1	<i>Viento en estructura con $Tr = 10$ años, dirección "X"</i>	VETR10DX
E2	<i>Viento en estructura con $Tr = 200$ años, dirección "X"</i>	VETR20DX
F1	<i>Viento en estructura con $Tr = 10$ años, dirección "Y"</i>	VETR10DY
F2	<i>Viento en estructura con $Tr = 200$ años, dirección "Y"</i>	VETR20DY
G	<i>Carga por sismo dirección "X"</i>	SISMO_X
H	<i>Carga por sismo dirección "Y"</i>	SISMO_Y
I	<i>Ruptura de conductor en carga permanente dirección "X"</i>	RCCPDX
J	<i>Ruptura de conductor en carga permanente dirección "Y"</i>	RCCPDY
K	<i>Ruptura de conductor con carga de viento en los cables con $Tr = 10$ años, dirección "X"</i>	RCVC10DX
L	<i>Ruptura de conductor con carga de viento en los cables con $Tr = 10$ años, dirección "Y"</i>	RCVC10DY

En caso de que se tenga evidencia confiable de la aparición periódica de cargas debidas a la acumulación de hielo, se adicionarán los siguientes estados de carga indicados en la tabla XII.

Tabla XII. *Estados de carga adicionales para considerar la acumulación de hielo.*

Identificación para la combinación.	Condición básica de carga.
AH	<i>Carga permanente con acumulación de hielo sobre los cables</i>
C1H	<i>Carga de viento en los cables con $Tr = 10$ años, dirección "X"</i>
D1H	<i>Carga de viento en los cables con $Tr = 10$ años, dirección "Y"</i>
E1H	<i>Carga de viento en estructura con $Tr = 10$ años, dirección "X"</i>
F1H	<i>Carga de viento en estructura con $Tr = 10$ años, dirección "Y"</i>
AHX	<i>Ruptura de conductor en carga permanente con hielo acumulado dirección "X"</i>
AHY	<i>Ruptura de conductor en carga permanente con hielo acumulado dirección "Y"</i>

Las cargas de viento en los conductores y la estructura se consideran que la presión del viento actúa con una velocidad reducida a la mitad de la velocidad calculada para un periodo de retorno Tr igual a 10 años¹.

(1) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.2.3. Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica, Sección C, Tomo I, Tema 2, Capítulo 3, Pag. 2.3.28, 1983.

La tabla XIII indica el número de combinaciones a realizar para el diseño de la estructura. Los factores de carga son los que se indican en el Manual del LRFD¹ según el criterio de esfuerzos últimos.

Tabla XIII.- *Combinaciones para el diseño de la estructura.*

Nº de Combinación	Combinación
1	$1.2(\mathbf{I} + \mathbf{B}) + 1.3(\mathbf{K} + \mathbf{F1})$
2	$1.2(\mathbf{J} + \mathbf{B}) + 1.3(\mathbf{L} + \mathbf{E1})$
3	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) + 1.3(\mathbf{C2} + \mathbf{F2})$
4	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) + 1.3(\mathbf{D2} + \mathbf{E2})$
5	$1.2 \mathbf{B} + 1.3 \mathbf{E2}$
6	$1.2 \mathbf{B} + 1.3 \mathbf{F2}$
7	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) + 1.5 \mathbf{G} + 0.45 \mathbf{H}$
8	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) + 1.5 \mathbf{G} - 0.45 \mathbf{H}$
9	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) - 1.5 \mathbf{G} + 0.45 \mathbf{H}$
10	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) - 1.5 \mathbf{G} - 0.45 \mathbf{H}$
11	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) + 1.5 \mathbf{H} + 0.45 \mathbf{G}$
12	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) + 1.5 \mathbf{H} - 0.45 \mathbf{G}$
13	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) - 1.5 \mathbf{H} + 0.45 \mathbf{G}$
14	$1.2(\mathbf{A} + \mathbf{B}) - 1.5 \mathbf{H} - 0.45 \mathbf{G}$

La tabla XIV indica las combinaciones adicionales para considerar el hielo acumulado en los conductores:

Tabla XIV.- *Combinaciones para el diseño de la estructura con hielo acumulado.*

Nº de Combinación	Combinación
15	$1.2(\mathbf{AH} + \mathbf{B}) + 1.3(\mathbf{C1H} + \mathbf{F1H})$
16	$1.2(\mathbf{AH} + \mathbf{B}) + 1.3(\mathbf{D1H} + \mathbf{E1H})$
17	$1.2(\mathbf{AHX} + \mathbf{B}) + 1.3(\mathbf{C1H} + \mathbf{F1H})$
18	$1.2(\mathbf{HAY} + \mathbf{B}) + 1.3(\mathbf{D1H} + \mathbf{E1H})$

(1) LRFD (Load and Resistance Factor Design) Diseño por Factores de Carga y Resistencia.

La tabla XV indica el número de combinaciones a realizar para la revisión de las condiciones de servicio con factores de carga igual a la unidad.

Tabla XV.- *Combinaciones para la revisión de las condiciones de servicio.*

Nº de Combinación	Combinación
15	A + B + C1 + F1
16	A + B + D1 + E1
17	I + B + K + F1
18	J + B + L + E1
19	B + E1
20	B + F1
21	A + B + G + 0.3 H
22	A + B + G - 0.3 H
23	A + B - G + 0.3 H
24	A + B - G - 0.3 H
25	A + B + H + 0.3 G
26	A + B + H - 0.3 G
27	A + B - H + 0.3 G
28	A + B - H - 0.3 G

La tabla XVI indica las combinaciones adicionales para considerar el hielo acumulado en los conductores:

Tabla XVI.- *Combinaciones para la revisión de las condiciones de servicio con hielo acumulado*

Nº de Combinación	Combinación
29	AH + B + C1H + F1H
30	AH + B + D1H + E1H
31	AHX + B + C1H + F1H
32	HAY + B + D1H + E1H

3.3 Modelo del marco dos utilizando el programa de análisis estructural SAP 2000 Ver. 7.40

Para realizar el análisis se utiliza el programa de análisis estructural SAP 2000 Ver. 7.40 que permite considerar de manera integral todos los elementos de la estructura en 3-D. Las figuras 51 y 52 muestran al modelo generado en el programa con una vista en isométrico y en perspectiva respectivamente.

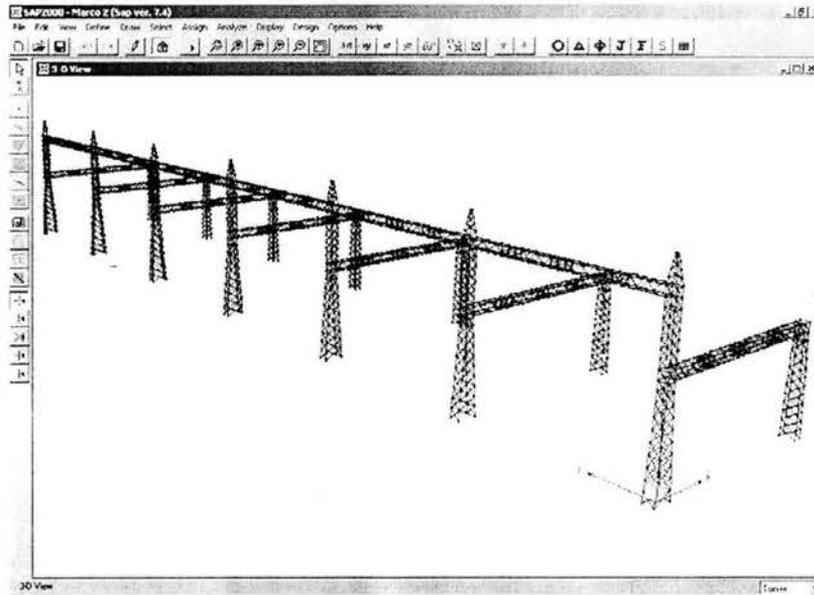


Fig. 51. Modelo del marco 2 en 3-D generado en el programa SAP2000.

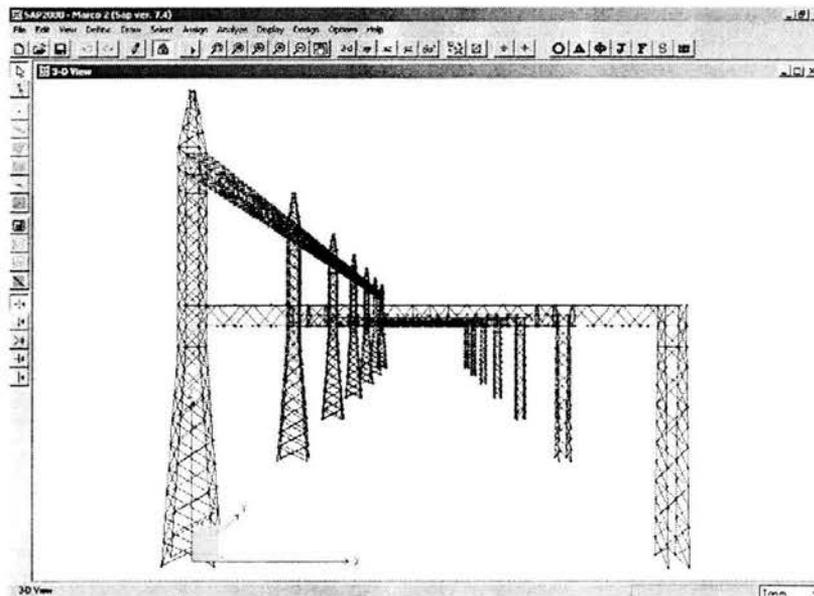


Fig. 52. Modelo del marco 2 en perspectiva generado en el programa SAP2000.

CAPÍTULO 4

IV DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Revisión de los estados límites de servicio

4.2 Diseño de elementos utilizando el criterio LRFD

4.2.1 Cuerdas

4.2.2 Diagonales

4.3 Diseño de conexiones

4.4 Diseño de anclas y placas base

4.5 Diseño de cimentación

4.6 Recomendaciones de diseño

IV DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 Revisión de estados límites de servicio

De la misma forma que en cualquier otro tipo de estructura convencional, éste tipo de estructuras deben cumplir con ciertos requisitos de servicio para que no impidan el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado.

Debe recordarse que la revisión de los desplazamientos debe hacerse con las combinaciones con factores de carga igual a la unidad, es decir, de la combinación 15 a la combinación 28.

Para la revisión de los desplazamientos horizontales se marca un límite igual a la altura de entrepiso entre 200¹.

$$\Delta_i = \frac{h_i}{200} \quad 4-1$$

Donde:

Δ_i Desplazamiento horizontal permisible en *cm*
 h_i Altura de entrepiso en *cm*

Para la revisión de los desplazamientos verticales al centro de las traveses se marca un límite igual al claro entre 300¹.

$$\Delta = \frac{L}{300} \quad 4-2$$

Donde:

Δ Desplazamiento vertical permisible en *cm*
 L Claro entre apoyos en *cm*

La tabla XVII indica los desplazamientos permisibles para traveses y columnas según las expresiones 3-40 y 41.

Tabla XVII.- *Desplazamientos permisibles para columnas y traveses.*

ELEMENTO	ALTURA (h_i) <i>cm</i>	CLARO (L) <i>cm</i>	DESP. PERM. (Δ) <i>cm</i>
<i>Traveses</i>	-0-	2800	9.30
<i>Columna C-4</i>	1425	-0-	7.13
<i>Columna C-14</i>	2325	-0-	11.63

Los desplazamientos totales serán los que resulten de los análisis multiplicados por un factor igual a 2 por ser un sistema estructural con traveses y columnas de alma abierta¹. Adicionalmente, en caso de que el máximo desplazamiento se presente en alguna condición por sismo, los resultados debe multiplicarse por el factor Q^2 .

(1) Criterio establecido en el área de ingeniería civil de la Compañía de Luz y Fuerza del Centro.

Revisión de los desplazamientos para las columnas C-4

A continuación se muestran los resultados en la tabla XVIII del análisis de una columna C-4 donde se presentan los máximos desplazamientos y la combinación en que se da.

Tabla XVIII.- Resultados de desplazamientos máximos en una columna C-4.

NODOS	COMBINACIÓN	TIPO DE CARGA	Δx m	Δy m	Δz m
108	COMB17	Combination	0.004025	0.016000	0.000525
109	COMB17	Combination	0.005211	0.016012	-0.001164
110	COMB17	Combination	0.005139	0.015177	-0.001192
111	COMB17	Combination	0.004030	0.015182	0.000459
112	COMB17	Combination	0.003469	0.017696	0.000473
113	COMB17	Combination	0.004645	0.017698	-0.001197
114	COMB17	Combination	0.004640	0.016814	-0.001176
115	COMB17	Combination	0.003518	0.016817	0.000484

El desplazamiento promedio en dirección X

$$\Delta x = 0.43 \times 2 = 0.86 \text{ cm} < 7.13 \text{ cm} \text{ O.K.}$$

El desplazamiento promedio en dirección Y

$$\Delta y = 1.64 \times 2 = 3.28 \text{ cm} < 7.13 \text{ cm} \text{ O.K.}$$

Revisión de los desplazamientos para las columnas C-14

Similarmente, la tabla XIX muestra los desplazamientos máximos de una columna C-14.

Tabla XIX.- Resultados de desplazamientos máximos en una columna C-14.

NODOS	COMBINACIÓN	TIPO DE CARGA	Δx m	Δy m	Δz m
545	COMB18	Combination	0.020845	0.000246	0.000073
546	COMB18	Combination	0.020847	0.000298	0.000064
547	COMB18	Combination	0.020850	0.000161	-0.001251
548	COMB18	Combination	0.020848	0.000380	-0.001241
549	COMB18	Combination	0.022056	0.000173	0.000046
550	COMB18	Combination	0.022058	0.000380	0.000038
551	COMB18	Combination	0.022057	0.000240	-0.001242
552	COMB18	Combination	0.022053	0.000309	-0.001232

El desplazamiento promedio en dirección *X*

$$\Delta x = 2.15 \times 2 = 4.30 \text{ cm} < 11.63 \text{ cm O.K.}$$

El desplazamiento promedio en dirección *Y*

$$\Delta y = 0.027 \times 2 = 0.05 \text{ cm} < 11.63 \text{ cm O.K.}$$

Revisión de las deflexiones para las traveses T-1

A continuación muestran los resultados en la tabla XX del análisis de una trabe donde se indican las máximas deflexiones y en la combinación en que se presentan.

Tabla XX.- Resultados de deflexiones máximos en una trabe T-1.

NODOS	COMBINACION	TIPO DE CARGA	Δx m	Δy m	Δz m
163	COMB17	Combination	0.004649	0.024424	-0.007312
188	COMB17	Combination	0.004283	0.024416	-0.008099
213	COMB17	Combination	0.004232	0.025186	-0.008092
238	COMB17	Combination	0.004615	0.025174	-0.007324
259	COMB17	Combination	0.004459	0.024439	-0.007699
260	COMB17	Combination	0.004582	0.024790	-0.007327
261	COMB17	Combination	0.004430	0.025202	-0.007761
262	COMB17	Combination	0.004307	0.024968	-0.008106

El desplazamiento promedio en dirección *X*

$$\Delta x = 0.44 \times 2 = 0.88 \text{ cm} < 9.30 \text{ cm OK}$$

El desplazamiento promedio en dirección *Y*

$$\Delta y = 2.50 \times 2 = 5.00 \text{ cm} < 9.30 \text{ cm OK}$$

El desplazamiento promedio en dirección *Z*

$$\Delta z = 0.77 \times 2 = 1.54 \text{ cm} < 9.30 \text{ cm OK}$$

Revisión de las deflexiones para las traveses T-2

Similarmente, la tabla XXI muestra los desplazamientos máximos de una trabe T-2

Tabla XX.- Resultados de deflexiones máximas en una trabe T-2.

NODOS	COMBINACIÓN	TIPO DE CARGA	Δx m	Δy m	Δz m
1847	COMB18	Combination	0.023913	0.011103	-0.005986
1872	COMB18	Combination	0.023917	0.011337	-0.005221
1897	COMB18	Combination	0.024689	0.011055	-0.006005
1922	COMB18	Combination	0.024677	0.011295	-0.005198
1943	COMB18	Combination	0.023951	0.011274	-0.005563
1944	COMB18	Combination	0.024274	0.011301	-0.005218
1945	COMB18	Combination	0.024722	0.011244	-0.005689
1946	COMB18	Combination	0.024609	0.011557	-0.006008

El desplazamiento promedio en dirección X

$$\Delta x = 2.43 \times 2 = 4.86 \text{ cm} < 9.30 \text{ cm OK}$$

El desplazamiento promedio en dirección Y

$$\Delta y = 1.13 \times 2 = 2.26 \text{ cm} < 9.30 \text{ cm OK}$$

El desplazamiento promedio en dirección Z

$$\Delta z = 0.56 \times 2 = 1.12 \text{ cm} < 9.30 \text{ cm OK}$$

Las Fig. 53 y 54 muestran la estructura deformada por condición de sismo dirección X y Y respectivamente.

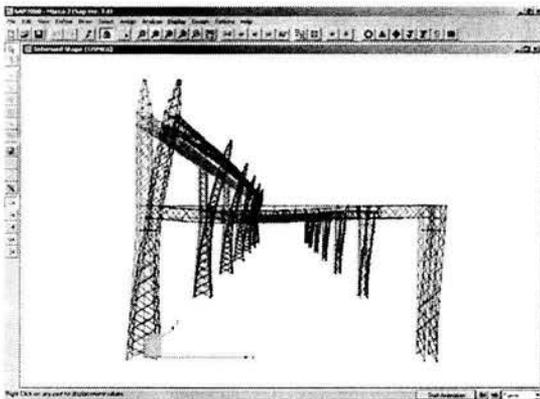


Fig. 53. Estructura deformada por la condición de sismo dirección X.

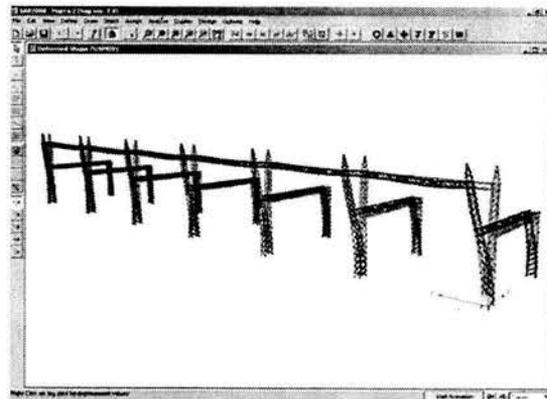


Fig. 54. Estructura deformada por la condición de sismo dirección Y.

4.2 Diseño de elementos utilizando el criterio LRFD

4.2.1 Cuerdas

Como se mencionó, las cuerdas son los elementos que definen el contorno de la estructura y estas pueden estar sometidas tanto a cargas de tensión como de compresiones. En el diseño por tensión se revisarán dos condiciones de resistencia de los elementos una por fluencia en el la sección bruta y la otra por fractura en la sección neta (conexión), el menor valor que resulte de éstas dos condiciones rige el diseño del elemento¹.

- Diseño de cuerdas de las columnas C-14

Ángulo de 6"x 3/4"

El ángulo que se propuso en las cuerdas de hasta abajo es un ángulo de 6"x3/4" con las siguientes propiedades geométricas (Fig 55) y mecánicas:

$b = 15.00 \text{ cm.}$
 $t = 1.90 \text{ cm.}$
 $A_g = 54.45 \text{ cm}^2$
 $x = y = 4.52 \text{ cm.}$
 $f_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$
 $F_u = 4,080.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$
 $E = 2039,000.00 \text{ kg/cm}^2$

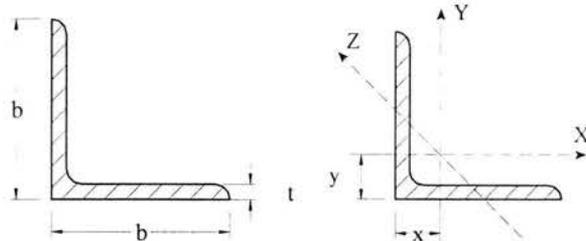


Fig. 55. Sección transversal del ángulo.

A) Diseño a tensión.

- Revisión por fluencia en la sección bruta

La capacidad del ángulo se calcula con la siguiente expresión².

$$P_R = \phi_T f_y A_g \quad 4.3$$

Donde:

P_R = Carga a tensión resistida por el ángulo en kg

ϕ_T = Factor de reducción e igual a 0.90

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

A_g = Área bruta del elemento en cm^2

(1) Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, Second Edition. Chapter D "Tension Member (D1)" 1994

(2) Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, Second Edition. "Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members". 1994.

Sustituyendo los valores en la ecuación 4.4 se obtiene:

$$A_n = 42.39 \text{ cm}^2$$

El área neta efectiva se calcula con la siguiente ecuación¹:

$$A_e = UA_n \quad 4.5$$

Donde:

A_e = Área neta efectiva en cm^2

U = Factor de reducción adimensional e igual a:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.9 \quad 4.6$$

Donde:

x = Excentricidad de la conexión en cm

L = Longitud de la conexión en dirección de la carga en cm

En este caso la longitud de la conexión y excentricidad es:

$$L = 18.00 \text{ cm}$$

$$x = 4.52 \text{ cm}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4.6 se obtiene un factor de reducción de:

$$U = 0.75$$

Ahora calculando el área neta efectiva con la ecuación 4.5:

$$A_e = 31.75 \text{ cm}^2$$

Finalmente calculamos la resistencia del elemento con la siguiente ecuación²:

$$P_R = \phi_T F_u A_e \quad 4.7$$

Donde:

P_R = Carga a tensión resistida por el ángulo en kg

ϕ_T = Factor de reducción e igual a 0.75

F_u = Esfuerzo mínimo de rotura a tensión del material en kg/cm^2

A_e = Área efectiva del elemento en cm^2

(1) Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, Second Edition, Chapter B. "Effective Net Area For Tension Members (B3)", 1994

(2) Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, Second Edition. "Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members", Second Edition. 1994.

Sustituyendo los valores e la ecuación 4.7 obtenemos:

$$P_R = 97,140.93 \text{ kg}$$

La condición que rige el diseño es la fractura en la sección neta, por lo tanto, la capacidad del ángulo a tensión es de:

$$P_R = 97.14 \text{ ton}$$

Del análisis se obtuvo una tensión mayor en los ángulos de 6"x3/4" de:

$$T = 81.63 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta tensión.

$$P_R > T \quad \text{O.K.} \quad \frac{T}{P_R} = 0.82$$

B) Diseño a compresión.

La carga resistente a compresión para el ángulo se obtiene con la siguiente expresión¹:

$$P_{RC} = \phi_c A_g F_{cr} \quad 4.8$$

Donde:

P_{RC} = Carga a compresión resistida por el ángulo en kg

ϕ_c = Factor de reducción e igual a 0.90

F_{CR} = Esfuerzo de diseño a compresión en kg/cm²

A_g = Área bruta del elemento en cm²

El esfuerzo de diseño a compresión del elemento es según las siguientes relaciones¹:

Para $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$

$$F_{cr} = Q \left(0.658^{Q\lambda_c^2} \right) F_y \quad 4.9$$

Para $\lambda_c \sqrt{Q} \geq 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad 4.10$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad 4.11$$

(1) Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, Second Edition. "Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members". 1994.

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia del material en kg/cm^2

Q = Factor de reducción por pandeo local del ángulo, adimensional

λ_c = Parámetro que indica la división del rango elástico del plástico, adimensional

E = Módulo de elasticidad del material en kg/cm^2

K = Factor de longitud de pandeo, adimensional

L = Longitud libre sin arriostrar del elemento en cm

r = Radio de giro mínimo del elemento en cm

El factor de reducción Q se obtiene se acuerdo con las siguientes relaciones¹:

$$\text{Cuando } \frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}};$$

$$Q = 1$$

$$\text{Cuando } 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{b}{t} \leq 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}};$$

$$Q = 1.34 - 0.761 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad 4.12$$

$$\text{Cuando } \frac{b}{t} \geq 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}};$$

$$Q = \frac{0.534E}{F_y \left[\frac{b}{t} \right]^2} \quad 4.13$$

Donde:

b = Tamaño del ángulo en cm

t = Espesor del ángulo según cm

La relación b/t del ángulo de 6"x3/4" es:

$$\frac{b}{t} = 7.89 \quad 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.66$$

Se puede observar que $\frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por lo que el valor de Q es igual a:

$$Q = 1$$

(1) Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, Second Edition. "Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members". 1994.

Calculando la relación de esbeltez para todos los ejes del ángulo:

Eje X-X:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 140.00 \text{ cm} \\ r_x &= 4.65 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_x} &= 30.11 \end{aligned}$$

Eje Y-Y:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 140.00 \text{ cm} \\ r_y &= 4.65 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_y} &= 30.11 \end{aligned}$$

Eje Z-Z:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 140.00 \text{ cm} \\ r_z &= 2.98 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_z} &= 46.98 \end{aligned}$$

Se recomienda que la relación de esbeltez de los elementos no exceda de 200¹. Como podemos observar, rige la relación de esbeltez del eje Z-Z, por lo tanto, sustituimos los valores en la ecuación 4.11 para obtener el parámetro λ_c :

$$\lambda_c = 0.53$$

Ahora calculando el producto $\lambda_c \sqrt{Q}$:

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 0.53$$

Se puede observar que este valor es menor a 1.5 por lo que la ecuación que se va a utilizar para calcular el esfuerzo de compresión permisible es la 4.9 y sustituyendo los valores correspondientes:

$$F_{cr} = 2,252.59 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente calculamos la carga de compresión resistente del ángulo con la ecuación 4.8.

$$P_{cr} = 110,388.22 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_{cr} = 110.38 \text{ ton}$$

Del análisis obtenemos una carga de compresión máxima de:

$$C = 85.40 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta compresión.

$$P_{cr} > C$$

OK

$$\frac{C}{P_{cr}} = 0.77$$

(1) Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, Second Edition. "Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members". 1994.

Ángulo de 6"x 5/8"

Los datos para calcular la resistencia a tensión y compresión del ángulo de 6"x5/8" son los siguientes:

$$b = 15.00 \text{ cm}$$

$$t = 1.60 \text{ cm}$$

$$A_g = 45.87 \text{ cm}^2$$

$$x = y = 4.39 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$F_u = 4,080.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$E = 2039,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

A) Diseño a tensión

- Revisión por fluencia en la sección bruta.

Aplicando la ecuación 4.3.

$$P_R = 104,445.99 \text{ kg}$$

- Revisión por fractura en la sección neta.

Nuevamente la zona crítica donde el ángulo puede fracturarse es en la conexión del empalme y considerando la misma trayectoria de falla:

$$S = 6.00 \text{ cm}$$

$$g = 6.00 \text{ y } 10.00 \text{ cm}$$

$$\phi = 2.10 \text{ cm}$$

Calculando el área neta con la ecuación 4.4:

$$A_n = 36.33 \text{ cm}^2$$

En este caso la longitud de la conexión y excentricidad es:

$$L = 18.00 \text{ cm}$$

$$x = 4.39 \text{ cm}$$

Ahora, calculando el factor de reducción U con la ecuación 4.6.

$$U = 0.75$$

Con este valor y el área neta calculamos el área neta efectiva con la ecuación 4.5.

$$A_e = 27.07 \text{ cm}^2$$

Finalmente calculamos la resistencia a tensión del elemento con la ecuación 4.7.

$$P_R = 83,253.82 \text{ kg}$$

Rige esta última condición, por lo tanto, la capacidad del ángulo a tensión es de:

$$P_R = 83.25 \text{ ton}$$

Del análisis se obtuvo una tensión mayor en los ángulos de 6"x5/8" de:

$$T = 65.25 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta tensión.

$$P_R > T \quad \text{O.K.} \quad \frac{T}{P_R} = 0.78$$

B) Diseño a compresión

Calculamos la relación b/t para obtener el valor del factor de reducción Q .

$$\frac{b}{t} = 9.38 \quad 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.66$$

Se puede observar que $\frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por lo que el valor de Q es igual a:

$$Q = 1$$

Calculando la relación de esbeltez para todos los ejes del ángulo:

Eje X-X:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 140.00 \text{ cm} \\ r_x &= 4.67 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_x} &= 29.98 \end{aligned}$$

Eje Y-Y:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 140.00 \text{ cm} \\ r_y &= 4.67 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_y} &= 29.98 \end{aligned}$$

Eje Z-Z:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 140.00 \text{ cm} \\ r_z &= 2.98 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_z} &= 46.98 \end{aligned}$$

Rige la relación de esbeltez del eje Z-Z, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.11 para obtener el parámetro λ_c :

$$\lambda_c = 0.53$$

Calculando el producto $\lambda c\sqrt{Q}$:

$$\lambda c\sqrt{Q} = 0.53$$

Se puede observar que éste valor es menor a 1.5 por lo que se aplica la ecuación 4.9.

$$F_{cr} = 2,252.59 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente calculamos la carga de compresión resistente del ángulo con la ecuación 4.8.

$$P_{cr} = 92,993.72 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_{cr} = 92.99 \text{ ton}$$

Del análisis obtenemos una carga de compresión máxima de:

$$C = 85.40 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta compresión.

$$P_{cr} > C \quad \text{OK} \quad \frac{C}{P_{cr}} = 0.91$$

- Diseño de las cuerdas de las columnas C-4 y trabes T-1

Ángulo de 4"x3/8"

El ángulo que se propuso en las cuerdas de los elementos C-4 y T-1 es un ángulo de 4"x3/8" con las siguientes propiedades geométricas y mecánicas:

$$b = 10.20 \text{ cm}$$

$$t = 1.00 \text{ cm}$$

$$A_g = 18.45 \text{ cm}^2$$

$$x = y = 2.89 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$F_u = 4,080.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$E = 2039,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

A) Diseño a tensión

- Revisión por fluencia en la sección bruta.

Aplicando la ecuación 4.3.

$$P_R = 42,010.65 \text{ kg}$$

- Revisión por fractura en la sección neta

Considerando la misma trayectoria de falla.

$$\begin{aligned} S &= 0.00 \text{ cm} \\ g &= 11.00 \text{ cm} \\ \phi &= 1.80 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculando el área neta con la ecuación 4.4:

$$A_n = 14.85 \text{ cm}^2$$

En este caso la longitud de la conexión y excentricidad es:

$$\begin{aligned} L &= 10.00 \text{ cm} \\ x &= 2.89 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ahora, calculando el factor de reducción U con la ecuación 4.6.

$$U = 0.71$$

Con este valor y el área neta calculamos el área neta efectiva con la ecuación 4.5.

$$A_e = 10.55 \text{ cm}^2$$

Finalmente calculamos la resistencia a tensión del elemento con la ecuación 4.7.

$$P_R = 32,308.55 \text{ kg}$$

Rige esta última condición, por lo tanto, la capacidad del ángulo a tensión es de:

$$P_R = 32.31 \text{ ton}$$

Del análisis se obtuvo una tensión mayor en los ángulos de 4"x3/8" de:

$$\begin{array}{ll} \text{Para las columnas C-4:} & T = 26.23 \text{ ton} \\ \text{Para las traveses T-1:} & T = 30.45 \text{ ton} \end{array}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir estas tensiones.

$$\begin{array}{llll} \text{Para las columnas C-4:} & P_R > T & \text{OK} & \frac{T}{P_R} = 0.812 \\ \text{Para las traveses T-1:} & P_R > T & \text{OK} & \frac{T}{P_R} = 0.943 \end{array}$$

B) Diseño a compresión

Calculamos la relación b/t para obtener el valor del factor de reducción Q .

$$\frac{b}{t} = 10.20 \qquad 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.66$$

Se puede observar que $\frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por lo que el valor de Q es igual a:

$$Q = 1$$

Calculando la relación de esbeltez para todos los ejes del ángulo:

Eje X-X:

$$\begin{aligned} K &= 0.50 \\ L &= 226.00 \text{ cm} \\ r_x &= 3.12 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_x} &= 36.22 \end{aligned}$$

Eje Y-Y:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 226.00 \text{ cm} \\ r_y &= 3.12 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_y} &= 72.44 \end{aligned}$$

Eje Z-Z:

$$\begin{aligned} K &= 0.75 \\ L &= 226.00 \text{ cm} \\ r_z &= 1.98 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_z} &= 85.61 \end{aligned}$$

Rige la relación de esbeltez del eje Z-Z, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.11 para obtener el parámetro λ_c :

$$\lambda_c = 0.96$$

Calculando el siguiente producto:

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 0.96$$

Se puede observar que este valor es menor a 1.5 por lo que se aplica la ecuación 4.9.

$$F_{cr} = 1,720.47 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente calculamos la carga de compresión resistente del ángulo con la ecuación 4.8.

$$P_{cr} = 28,568.44 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_{cr} = 28.57 \text{ ton}$$

Del análisis obtenemos una carga de compresión máxima de:

Para las columnas C-4:	$C = 24.67 \text{ ton}$
Para las traves T-1:	$C = 26.85 \text{ ton}$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir estas compresiones.

$$\text{Para las columnas } C-4: \quad P_{cr} > C \quad \mathbf{OK} \quad \frac{C}{P_{cr}} = 0.863$$

$$\text{Para las traveses } T-1: \quad P_{cr} > C \quad \mathbf{OK} \quad \frac{C}{P_{cr}} = 0.939$$

Diseño de las cuerdas de las traveses T-2

Ángulo de 4"x 1/2"

El ángulo que se propuso en las cuerdas de los elementos T-2 es un ángulo de 4"x1/2" con las siguientes propiedades geométricas y mecánicas:

$$b = 10.20 \text{ cm.}$$

$$t = 1.30 \text{ cm.}$$

$$A_g = 24.19 \text{ cm}^2$$

$$x = y = 2.99 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$F_u = 4,080.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$E = 2039,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

A) Diseño a tensión

- Revisión por flujo plástico en la sección total.

Aplicando la ecuación 4.3.

$$P_R = 55,080.63 \text{ kg}$$

- Revisión por fractura en la conexión.

Considerando la misma trayectoria de falla.

$$S = 0.00 \text{ cm}$$

$$g = 11.00 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.80 \text{ cm}$$

Calculando el área neta con la ecuación 4.4:

$$A_n = 19.51 \text{ cm}^2$$

En este caso la longitud de la conexión y la excentricidad es:

$$L = 10.00 \text{ cm}$$

$$x = 2.99 \text{ cm}$$

Ahora calculando el factor de reducción U con la ecuación 4.6.

$$U = 0.71$$

Con este valor y el área neta calculamos el área neta efectiva con la ecuación 4.5.

$$A_e = 13.87 \text{ cm}^2$$

Finalmente calculamos la resistencia a tensión del elemento con la ecuación 4.7.

$$P_R = 42,447.13 \text{ kg}$$

Rige esta última condición, por lo tanto, la capacidad del ángulo a tensión es de:

$$P_R = 42.45 \text{ ton}$$

Del análisis se obtuvo una tensión mayor en los ángulos de 4"x1/2" de:

$$T = 38.47 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta tensión.

$$P_R > T \quad \text{OK} \quad \frac{T}{P_R} = 0.906$$

B) Diseño a compresión

Calculamos la relación b/t para obtener el valor del factor de reducción Q .

$$\frac{b}{t} = 7.85 \quad 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.66$$

Se puede observar que $\frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por lo que el valor de Q es igual a:

$$Q = 1$$

Calculando la relación de esbeltez para todos los ejes del ángulo:

Eje X-X:

$$\begin{aligned} K &= 0.50 \\ L &= 200.00 \text{ cm} \\ r_x &= 3.10 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_x} &= 32.26 \end{aligned}$$

Eje Y-Y:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 200.00 \text{ cm} \\ r_y &= 3.10 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_y} &= 64.52 \end{aligned}$$

Eje Z-Z:

$$\begin{aligned} K &= 0.75 \\ L &= 200.00 \text{ cm} \\ r_z &= 1.98 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_z} &= 75.76 \end{aligned}$$

Rige la relación de esbeltez del eje Z-Z, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.11 para obtener el parámetro λ_c :

$$\lambda_c = 0.85$$

Calculando el siguiente producto:

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 0.85$$

Se puede observar que este valor es menor a 1.5 por lo que se aplica la ecuación 4.9.

$$F_{cr} = 1,870.53 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente calculamos la carga de compresión resistente del ángulo con la ecuación 4.8.

$$P_{cr} = 40,723.31 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_{cr} = 40.72 \text{ Ton}$$

Del análisis obtenemos una carga de compresión máxima de:

$$C = 37.85 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta compresión.

$$P_{cr} > C \quad \text{O.K.} \quad \frac{C}{P_{cr}} = 0.93$$

4.2.2 Diagonales.

Similarmente a las cuerdas, las diagonales (celosía) pueden éstas sometidas tanto a cargas de tensión (Fig. 58) como de compresión (Fig.59), por lo tanto, aplicamos el mismo criterio para su diseño.

- Diseño de las diagonales de las columnas C-14

Ángulo de 3 1/2" x 1/4"

El ángulo que se propuso en las diagonales de las columnas C-14 es de 3 1/2"x1/4" con las siguientes propiedades geométricas y mecánicas:

$$b = 8.89 \text{ cm}$$

$$t = 0.635 \text{ cm}$$

$$A_g = 10.90 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$F_u = 4,080.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$E = 2039,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

A) Diseño a tensión

- Revisión por fluencia en la sección bruta.

Aplicando la ecuación 4.3

$$P_R = 24,819.30 \text{ kg}$$

- Revisión por fractura en la sección neta

La zona crítica donde el ángulo puede fracturarse es en su conexión con la cuerda (Fig. 60) ó en su caso con la otra diagonal.

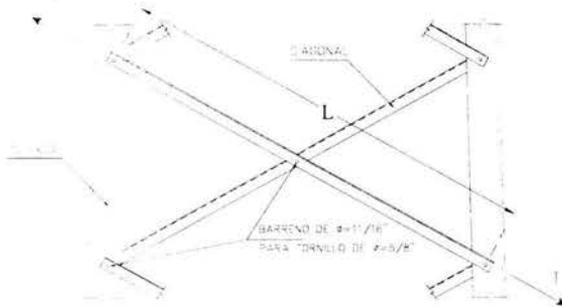


Fig. 58. Diagonal sometida a tensión

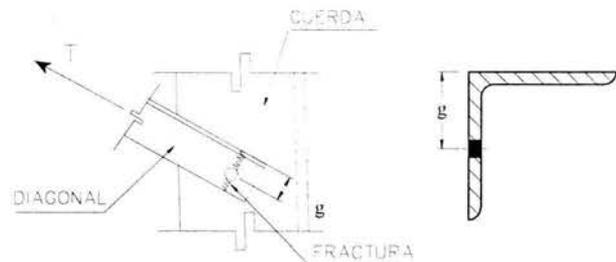


Fig. 60. Fractura en la conexión

Calculando el área neta con la ecuación 4.4 donde $S = 0$:

$$A_n = 9.76 \text{ cm}^2$$

En este caso el área neta A_n es igual al área efectiva A_e :

$$A_e = 9.76 \text{ cm}^2$$

Finalmente calculamos la resistencia a tensión del elemento con la ecuación 4.7.

$$P_R = 29,856.42 \text{ kg}$$

Rige la primera condición, por lo tanto, la capacidad del ángulo a tensión es de:

$$P_R = 24.82 \text{ ton}$$

Del análisis se obtuvo una tensión mayor en los ángulos de $3 \frac{1}{2} \times 1 \frac{1}{4}$ de:

$$T = 23.84 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta tensión.

$$P_R > T \quad \text{OK} \quad \frac{T}{P_R} = 0.96$$

B) Diseño a compresión.

Calculamos la relación b/t para obtener el valor del factor de reducción Q .

$$\frac{b}{t} = 14.83 \quad 0.446\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.66 \quad 0.910\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 25.83$$

Se puede observar que $0.446\sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{b}{t} \leq 0.910\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por lo que se aplica la ecuación 4.12 para determinar el valor de Q :

$$Q = 1.34 - 0.761\frac{b}{t}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.94$$

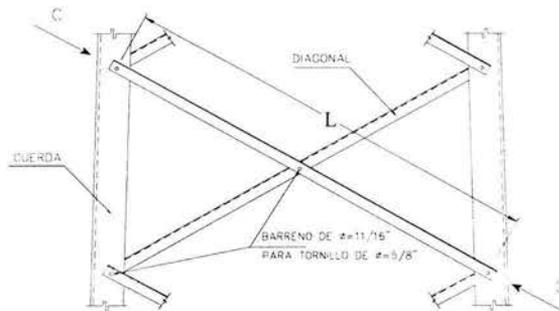


Fig. 59. Diagonal sometida a compresión

Calculando la relación de esbeltez para todos los ejes del ángulo:

Eje X-X:

$$K = 1.00$$

$$L = 320.00 \text{ cm}$$

$$r_x = 2.31 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_x} = 138.53$$

Eje Y-Y:

$$K = 0.50$$

$$L = 320.00 \text{ cm}$$

$$r_y = 2.31 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_y} = 69.26$$

Eje Z-Z:

$$K = 0.75$$

$$L = 320.00 \text{ cm}$$

$$r_z = 1.47 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_z} = 163.27$$

Rige la relación de esbeltez del eje Z-Z, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.11 para obtener el parámetro λ_c :

$$\lambda_c = 1.83$$

Calculando el producto $\lambda_c \sqrt{Q}$:

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 1.77$$

Se puede observar que este valor es mayor a 1.5 por lo que se aplica la ecuación 4.10.

$$F_{cr} = 662.11 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente calculamos la carga de compresión resistente del ángulo con la ecuación 4.8.

$$P_{cr} = 6,495.23 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_{cr} = 6.50 \text{ ton}$$

Del análisis obtenemos una carga de compresión máxima de:

$$C = 5.89 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta compresión.

$$P_{cr} > C$$

OK

$$\frac{C}{P_{cr}} = 0.90$$

- Diseño de las diagonales de las columnas C-14 y C-4

Ángulo de 2 1/2" x 1/4"

El ángulo que se propuso en las diagonales de las columnas C-14 y C-4 es de 2 1/2" x 1/4" con las siguientes propiedades geométricas y mecánicas:

$$b = 6.40 \text{ cm}$$

$$t = 0.60 \text{ cm}$$

$$A_g = 7.68 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$F_u = 4,080.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$E = 2039,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

A) Diseño a tensión

- Revisión por fluencia en la sección bruta.

Aplicando la ecuación 4.3.

$$P_R = 17,487.36 \text{ kg}$$

- Revisión por fractura en la sección neta

Calculando el área neta con la ecuación 4.4:

$$A_n = 6.60 \text{ cm}^2$$

Similarmente, el área neta A_n es igual al área efectiva A_e :

$$A_e = 6.60 \text{ cm}^2$$

Finalmente calculamos la resistencia a tensión del elemento con la ecuación 4.7.

$$P_R = 20,196.00 \text{ kg}$$

Rige la primera condición, por lo tanto, la capacidad del ángulo a tensión es de:

$$P_R = 17.48 \text{ ton}$$

Del análisis se obtuvo una tensión mayor en los ángulos de 2 1/2"x1/4" de:

$$T = 14.57 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta tensión.

$$P_R > T \quad \text{OK} \quad \frac{T}{P_R} = 0.833$$

B) Diseño a compresión.

Calculamos la relación b/t para obtener el valor del factor de reducción Q .

$$\frac{b}{t} = 10.67 \quad 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.66$$

Se puede observar que $\frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por lo que el valor de Q es igual a:

$$Q = 1$$

Calculando la relación de esbeltez para todos los ejes del ángulo:

Eje X-X:

$$K = 1.00$$

$$L = 230.00 \text{ cm}$$

$$r_x = 1.96 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_x} = 117.35$$

Eje Y-Y:

$$K = 0.50$$

$$L = 230.00 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.96 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_y} = 58.67$$

Eje Z-Z:

$$K = 0.75$$

$$L = 230.00 \text{ cm}$$

$$r_z = 1.24 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_z} = 139.11$$

Rige la relación de esbeltez del eje Z-Z, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.11 para obtener el parámetro λ_c :

$$\lambda_c = 1.56$$

Calculando el producto $\lambda_c \sqrt{Q}$:

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 1.56$$

Se puede observar que este valor es mayor a 1.5 por lo que se aplica la ecuación 4.10.

$$F_{cr} = 911.97 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Finalmente calculamos la carga de compresión resistente del ángulo con la ecuación 4.8.

$$P_{cr} = 6,303.55 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_{cr} = 6.30 \text{ ton}$$

Del análisis obtenemos una carga de compresión máxima de:

$$C = 5.93 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta compresión.

$$P_{cr} > C \quad \text{OK} \quad \frac{C}{P_{cr}} = 0.94$$

Ángulo de 2"x 3/16"

El ángulo que se propuso en las diagonales de las columnas C-14 es un ángulo de 2"x3/16" con las siguientes propiedades geométricas y mecánicas:

$$b = 5.10 \text{ cm}$$

$$t = 0.50 \text{ cm}$$

$$A_g = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$F_u = 4,080.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$E = 2039,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

A) Diseño a tensión

- Revisión por fluencia en la sección bruta.

Aplicando la ecuación 4.3.

$$P_R = 10,496.97 \text{ kg}$$

- Revisión por fractura en la sección neta.

Similarmente al caso anterior y calculando el área neta con la ecuación 4.4:

$$A_n = 3.71 \text{ cm}^2$$

Nuevamente, el área neta A_n es igual al área efectiva A_e :

$$A_e = 3.71 \text{ cm}^2$$

Finalmente calculamos la resistencia a tensión del elemento con la ecuación 4.7.

$$P_R = 11,352.60 \text{ kg}$$

Rige la primera condición, por lo tanto, la capacidad del ángulo a tensión es de:

$$P_R = 10.49 \text{ ton}$$

Del análisis se obtuvo una tensión mayor en los ángulos de 2"x3/16" de:

$$T = 8.59 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta tensión.

$$P_R > T \quad \text{OK} \quad \frac{T}{P_R} = 0.83$$

B) Diseño a compresión.

Calculamos la relación b/t para obtener el valor del factor de reducción Q .

$$\frac{b}{t} = 10.20 \quad 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.66$$

Se puede observar que $\frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por lo que el valor de Q es igual a:

$$Q=1$$

Calculando la relación de esbeltez para todos los ejes del ángulo:

Eje X-X:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 200.00 \text{ cm} \\ r_x &= 1.57 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_x} &= 127.39 \end{aligned}$$

Eje Y-Y:

$$\begin{aligned} K &= 0.50 \\ L &= 200.00 \text{ cm} \\ r_y &= 1.57 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_y} &= 63.69 \end{aligned}$$

Eje Z-Z:

$$\begin{aligned} K &= 0.75 \\ L &= 200.00 \text{ cm} \\ r_z &= 0.99 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_z} &= 151.52 \end{aligned}$$

Rige la relación de esbeltez del eje Z-Z, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.11 para obtener el parámetro λ_c :

$$\lambda_c = 1.70$$

Calculando el siguiente producto $\lambda_c \sqrt{Q}$:

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 1.70$$

Se puede observar que este valor es mayor a 1.5 por lo que se aplica la ecuación 4.10.

$$F_{cr} = 768.78 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente calculamos la carga de compresión resistente del ángulo con la ecuación 4.8.

$$P_{cr} = 3,189.68 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_{cr} = 3.19 \text{ ton}$$

Del análisis obtenemos una carga de compresión máxima de:

$$C = 2.89 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta compresión.

$$P_{cr} > C \quad \text{OK} \quad \frac{C}{P_{cr}} = 0.90$$

Diseño de las diagonales de las columnas C-4 y las traveses T-1 y T-2

Ángulo de 2"x 3/16"

El ángulo que se propuso en las diagonales de las columnas C-4 y las traveses T-1 y T-2 es de 3"x3/8" con las siguientes propiedades geométricas y mecánicas:

$$b = 5.10 \text{ cm.}$$

$$t = 0.50 \text{ cm.}$$

$$A_g = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$F_u = 4,080.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$E = 2039,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

A) Diseño a compresión.

Calculamos la relación b/t para obtener el valor del factor de reducción Q .

$$\frac{b}{t} = 10.20 \qquad 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.66$$

Se puede observar que $\frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por lo que el valor de Q es igual a:

$$Q = 1$$

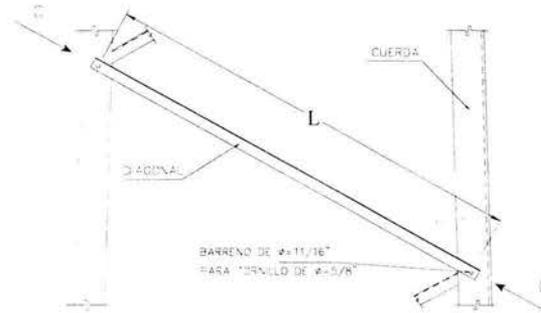


Fig. 61. Diagonal sometida a compresión

Calculando la relación de esbeltez para todos los ejes del ángulo (Fig.61):

Eje X-X:

$$K = 1.00$$

$$L = 160.00 \text{ cm}$$

$$r_x = 1.57 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_x} = 109.91$$

Eje Y-Y:

$$K = 1.00$$

$$L = 160.00 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.57 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_y} = 109.91$$

Eje Z-Z:

$$K = 1.00$$

$$L = 160.00 \text{ cm}$$

$$r_z = 0.99 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_z} = 161.62$$

Rige la relación de esbeltez del eje Z-Z, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.11 para obtener el parámetro λ_c :

$$\lambda_c = 1.81$$

Calculando el producto $\lambda_c \sqrt{Q}$:

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 1.81$$

Se puede observar que este valor es mayor a 1.5 por lo que se aplica la ecuación 4.10.

$$F_{cr} = 675.68 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente calculamos la carga de compresión resistente del ángulo con la ecuación 4.8.

$$P_{cr} = 2,803.43 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_{cr} = 2.80 \text{ ton}$$

Del análisis obtenemos una carga de compresión máxima de:

$$C = 2.47 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta compresión.

$$P_{cr} > C \quad \text{OK} \quad \frac{C}{P_{cr}} = 0.88$$

Diseño de las diagonales de las traves T-1 y T-2

El ángulo que se propuso en las diagonales de las traves T-1 y T-2 es de 2"x1/4" con las siguientes propiedades geométricas y mecánicas:

$$b = 5.10 \text{ cm}$$

$$t = 0.60 \text{ cm}$$

$$A_g = 6.06 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2,530.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$F_u = 4,080.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NOM-B-254)}$$

$$E = 2039,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

A) Diseño a tensión.

- Revisión por fluencia en la sección bruta.

Aplicando la ecuación 4.3.

$$P_R = 13,798.62 \text{ kg}$$

- Revisión por fractura en la sección neta

Calculando el área neta con la ecuación 4.4:

$$A_n = 4.98 \text{ cm}^2$$

El área neta A_n es igual al área efectiva A_e :

$$A_e = 4.98 \text{ cm}^2$$

Finalmente calculamos la resistencia a tensión del elemento con la ecuación 4.7.

$$P_R = 15,238.80 \text{ kg}$$

Rige la primera condición, por lo tanto, la capacidad del ángulo a tensión es de:

$$P_R = 13.80 \text{ ton}$$

Del análisis se obtuvo una tensión mayor en los ángulos de 2"x1/4" de:

$$T = 11.34 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta tensión.

$$P_R > T \quad \text{OK} \quad \frac{T}{P_R} = 0.82$$

B) Diseño a compresión

Calculamos la relación b/t para obtener el valor del factor de reducción Q .

$$\frac{b}{t} = 8.50 \quad 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.66$$

Se puede observar que $\frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por lo que el valor de Q es igual a:

$$Q = 1$$

Calculando la relación de esbeltez para todos los ejes del ángulo:

Eje X-X:

$$\begin{aligned} K &= 1.00 \\ L &= 160.00 \text{ cm} \\ r_x &= 1.55 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_x} &= 103.23 \end{aligned}$$

Eje Y-Y:

$$\begin{aligned} K &= 0.50 \\ L &= 160.00 \text{ cm} \\ r_y &= 1.55 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_y} &= 51.61 \end{aligned}$$

Eje Z-Z:

$$\begin{aligned} K &= 0.75 \\ L &= 160.00 \text{ cm} \\ r_z &= 0.99 \text{ cm} \\ \frac{KL}{r_z} &= 121.21 \end{aligned}$$

Rige la relación de esbeltez del eje Z-Z, sustituyendo estos valores en la ecuación 4.11 para obtener el parámetro λ_c :

$$\lambda_c = 1.36$$

Calculando el producto $\lambda_c \sqrt{Q}$:

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 1.36$$

Se puede observar que éste valor es menor a 1.5 por lo que se aplica la ecuación 4.9.

$$F_{cr} = 1,167.78 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente calculamos la carga de compresión resistente del ángulo con la ecuación 4.8.

$$P_{cr} = 6,369.08 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_{cr} = 6.37 \text{ ton}$$

Del análisis obtenemos una carga de compresión máxima de:

$$C = 6.05 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ángulo es adecuado para resistir esta compresión.

$$P_{cr} > C \quad \text{O.K.} \quad \frac{C}{P_{cr}} = 0.95$$

4.3 Diseño de conexiones

- Diseño de la conexión del empalme para las columnas C-14

La Fig. 62 muestra el detalle de la conexión del empalme de las cuerdas de las columnas, además, podemos observar que los tornillos están sometidos al efecto de cortante solamente, adicionalmente, por tener dos ángulos de empalme uno interior y otro exterior en la cuerda, hace que se presten dos planos de corte, es decir, la conexión es a cortante doble.

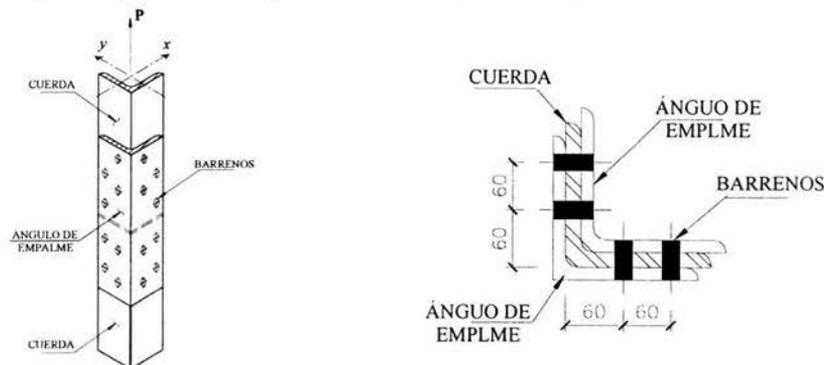


Fig. 62. Conexión tipo de empalme de las cuerdas en las columnas en isométrico y en planta.

Para la conexión se propusieron tornillos de alta resistencia A-325 con las siguientes características:

Esfuerzo de tensión permisible (kg/cm^2) de los tornillos cuando se presentan los efectos de tensión y cortante simultáneos¹:

$$F_T = 8200 - 2.5 f_v \leq 6300 \quad \text{Cuando las cuerdas se encuentran dentro del plano de corte}$$

$$F_T = 8200 - 2 f_v \leq 6300 \quad \text{Cuando las cuerdas se encuentran fuera del plano de corte}$$

Donde:

$$F_T = \text{Esfuerzo de tensión permisible en } kg/cm^2$$

$$f_v = \text{Esfuerzo cortante actuante en } kg/cm^2$$

$$\text{Esfuerzo de tensión nominal}^2: \quad F_T = 6,330.00 \text{ } kg/cm^2$$

$$\text{Esfuerzo de cortante nominal}^2: \quad F_v = 3,380.00 \text{ } kg/cm^2$$

De los resultados del análisis se obtuvo una carga máxima de $P = 79.54 \text{ ton}$ por lo que el área requerida para tomar ésta carga se calcula con la siguiente ecuación. El $F_R = 0.75$.

$$A_{req} = \frac{P}{2F_R F_v} = 15.71 \text{ } cm^2 \quad 4-14$$

Para obtener el número de tornillos se propone un diámetro, en ésta caso se propuso tornillos de $\phi = 3/4"$ que tienen un área de $2.87 \text{ } cm^2$, y aplicando la siguiente ecuación.

$$No_{TOR} = \frac{A_{req}}{a_{TOR}} \quad 4.15$$

Donde:

No_{TOR} = Número de tornillos requeridos

a_{TOR} = Área del tornillo propuesto en cm^2

Por lo tanto sustituyendo los valores en la ecuación 4.15 obtenemos:

$$No_{TOR} = 5.47$$

Se colocan 8 tornillos de $\phi = 3/4"$ en el empalme de las cuerdas de las columnas C-14

(1) y (2) Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, Second Edition. Table J3.5 y J3.2 respectivamente, Chapter J "Connections, Joints and Fasteners (J3)". 1994.

- Diseño de la conexión del empalme para las columnas C-4 y traves T-1

La Fig. 63 muestra el detalle de la conexión del empalme de las cuerdas de las columnas con la siguiente distribución de tornillos.

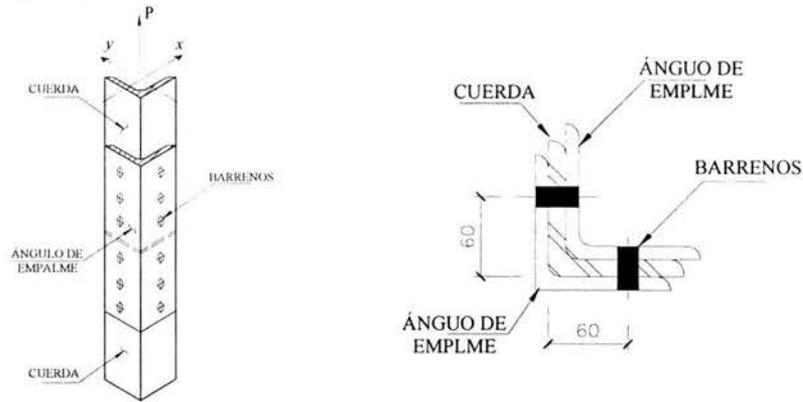


Fig. 63. Conexión tipo de empalme de las cuerdas en las columnas en isométrico y en planta.

De los resultados del análisis se obtuvo una carga máxima de $P = 23.82 \text{ ton}$ por lo que el área requerida para tomar ésta carga se calcula con la ecuación 4.14:

$$A_{req} = 4.70 \text{ cm}^2$$

Se proponen tornillos de $\phi = 5/8''$ que tiene un área de 1.99 cm^2 por lo que el número de tornillos la obtenemos con la ecuación 4-15.

$$N_{TOR} = 2.36$$

Se colocan 6 tornillos de $\phi = 5/8''$ en el empalme de las cuerdas de las columnas C-4

-Diseño de la conexión del empalme para las traves T-2

La Fig. 64 muestra el detalle de la conexión del empalme de las cuerdas de las traves con la siguiente distribución de tornillos.

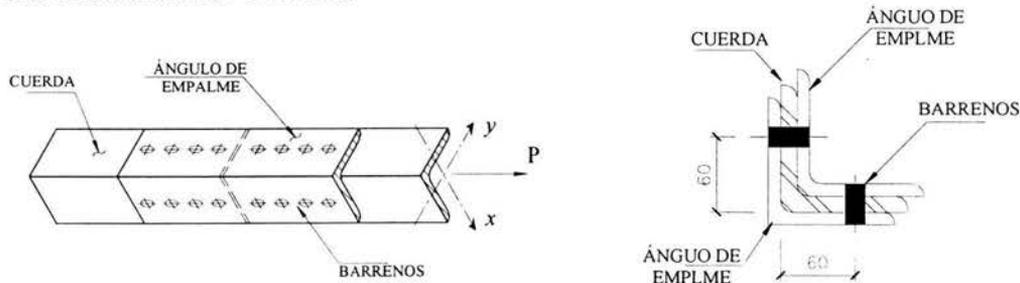


Fig. 64. Conexión tipo de empalme de las cuerdas en las traves en isométrico y en planta.

De los resultados del análisis se obtuvo una carga máxima de $P = 36.80 \text{ ton}$ por lo que el área requerida para tomar ésta carga es:

$$A_{req} = 7.26 \text{ cm}^2$$

Se proponen tornillos de $\phi = 5/8"$ que tiene un área de 1.99 cm^2 por lo que el número de tornillos la obtenemos con la ecuación 4-15.

$$N_{o_{TOR}} = 3.65$$

Se colocan **8** tornillos de $\phi = 5/8"$ en el empalme de las cuerdas de las columnas T-2.

- Conexión trabe-columna

La Fig. 65 muestra la conexión de la trabe con la columna.

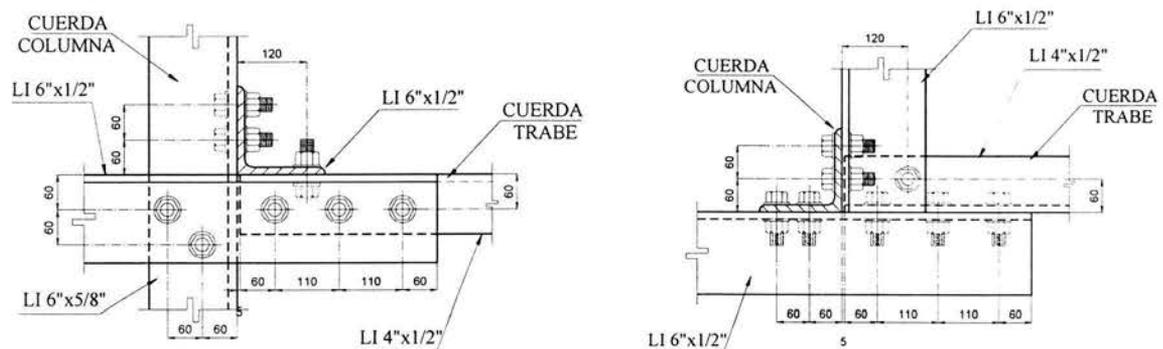


Fig. 65. Conexión trabe-columna con una vista en elevación y la otra en planta respectivamente.

Podemos observar que son dos conexiones en una misma, la primera es cuando la cuerda de la trabe le transmite las acciones a los ángulos de LI 6"x1/2" y la segunda conexión es cuando estos ángulos se conectan con la cuerda de la columna. Las dos conexiones son a cortante simple por contener solo un plano de corte en los tornillos. De ésta manera procedemos a calcular la primera conexión (Fig. 63). Por el mismo tipo de conexión se desprecian cualquier tipo de excentricidad que pueda presentarse en a conexión.

- Diseño de la primera conexión

Según los ejes locales del elemento:

P = Fuerza axial, eje local 1

V_2 = Fuerza cortante en dirección 2, eje local 2

V_3 = Fuerza cortante en dirección 3, eje local 3

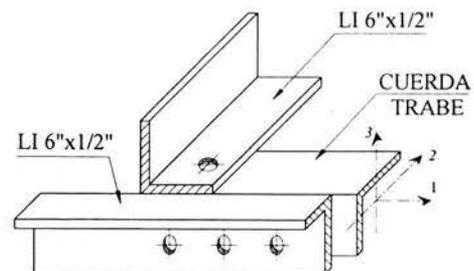


Fig. 63. Conexión 1, las acciones de la trabe se la transmiten a los ángulos de 6".

Del análisis se obtuvieron las siguientes fuerzas:

$$P = 22.57 \text{ ton}$$

$$V_2 = 0.06 \text{ ton}$$

$$V_3 = 0.12 \text{ ton}$$

El cortante último es la suma de los cuadros de las fuerzas:

$$V_u = \sqrt{P^2 + V_2^2 + V_3^2} \quad 4.16$$

Por lo tanto, sustituyendo los valores en la ecuación 4.16:

$$V_u = 22.57 \text{ ton}$$

Utilizando tornillos A-325 con un esfuerzo al corte de:

$$F_v = 3,380.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Considerando las cuerdas en el plano de corte})$$

El área requerida para tomar dicho cortante la obtenemos con la siguiente ecuación, $F_R=0.75$.

$$A_{req} = \frac{V_u}{F_R F_v} \quad 4.17$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4.17:

$$A_{req} = 8.90 \text{ cm}^2$$

Se proponen tornillos de $\phi = 3/4''$ que tiene un área de 2.87 cm^2 por lo que el número de tornillos la obtenemos con la ecuación 4-15.

$$N_{o_{TOR}} = 3.10$$

Se colocan 4 tornillos A-325 de $\phi = 3/4''$ de diámetro.

- Diseño de la segunda conexión.

En la conexión propuesta hay cuatro tornillos, dos superiores y dos inferiores, adicionalmente la fuerza P (carga axial sobre la cuerda de la trabe) rige sobre las otras dos (V_2 y V_3), por lo tanto, una parte de esta fuerza P va a ser tomada por los dos tornillos inferiores por efecto de cortante y la otra parte la tomarán los tornillos superiores por efecto de tensión. Ver Fig. 66.

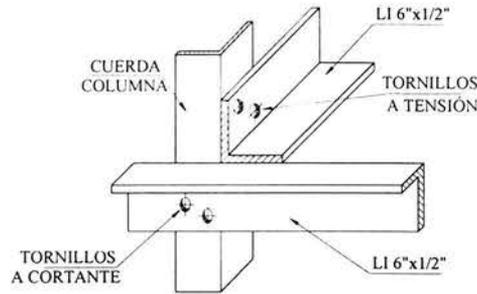


Fig. 66. Conexión 2, conexión a las cuerdas de la columna.

Es decir, la resistencia de la conexión está dada por:

$$P_R = F_1 + F_2 \quad 4.18$$

Donde:

P_R = Resistencia de la conexión en ton

F_1 = Carga resistente a cortante en ton

F_2 = Carga resistente a tensión en ton

Obligando a que en la parte inferior se encuentran 2 tornillos A-325 de $\phi=7/8''$ de diámetro con un área de 3.88 cm^2 , calculamos su carga resistente a cortante con la siguiente ecuación¹.

$$F_1 = 2a_{TOR} F_R F_v \quad 4.19$$

Sustituyendo en 4.19:

$$F_1 = 19,671.60 \text{ kg}$$

Ahora, los tornillos superiores además de estar sujetos a esfuerzos de tensión, también están sujetos a esfuerzo de cortante.

$$V_u = \sqrt{V_2^2 + V_3^2} \quad 4.20$$

Sustituyendo en 4.20:

$$V_u = 0.13 \text{ ton}$$

El esfuerzo cortante actuante a los tornillos A-325 de $\phi=7/8''$ de diámetro.

$$f_v = \frac{V_u}{2a_{TOR}} \quad 4.21$$

Sustituyendo en 4.21:

$$f_v = 16.75 \text{ kg/cm}^2$$

(1) Derivación de la ecuación 4-14.

Calculamos el esfuerzo de tensión permisible de los tornillos (Considerando las cuerdas en los planos de corte)¹.

$$F_T = 8200 - 2.5 f_v \leq 6300 \quad 4.22$$

Sustituyendo en 4.22:

$$F_T = 8,158.11 \text{ kg/cm}^2 > 6300$$

Por lo tanto:

$$F_T = 6,300.00 \text{ kg/cm}^2$$

Calculamos la carga resistente F_2 :

$$F_2 = 2a_{TOR} F_R F_T \quad 4.23$$

Sustituyendo en 4.23, $F_R = 0.75$:

$$F_2 = 36,666.00 \text{ kg}$$

La resistencia de la conexión la calculamos con la ecuación 4.18:

$$P_R = 19,671.600 \text{ kg} + 36,666.00 \text{ kg} = 56,337.60 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$P_R = 56.34 \text{ ton} > P \quad \text{OK}$$

Podemos observar que la resistencia de la conexión es mayor a la carga actuante.

4.4 Diseño de anclas y placas base

- Diseño de anclas para las columnas C-14

Para el diseño de las anclas se propone que el centro geométrico de las anclas coincida con el centro de cargas de la cuerda de la columna para eliminar posibles esfuerzos adicionales que puedan presentarse debidos a cualquier excentricidad en la conexión de tal manera que el ancla tome $\frac{1}{4}$ de la tensión actuante. Ver Fig. 67 y 68.

(1) Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, Second Edition. Chapter J "Connections, Joints and Fasteners (J3)". 1994.

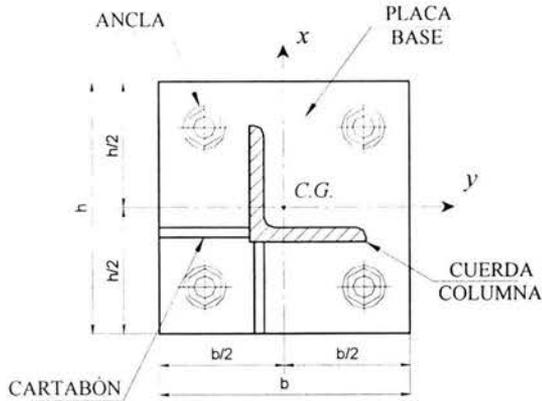


Fig. 67. Distribución de anclas en planta

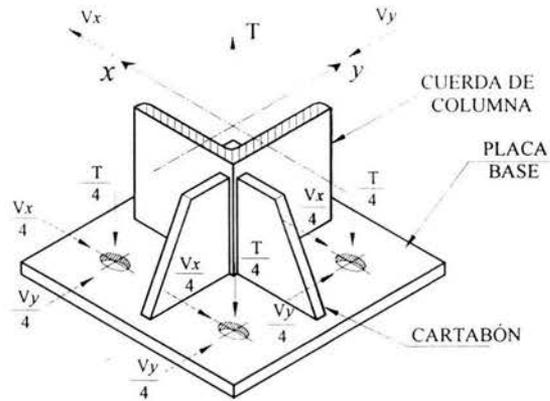


Fig. 68. Acciones tomadas por anclas

Para el diseño de las anclas aplicamos la siguiente ecuación¹:

$$\left(\frac{T_u}{T_R}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{V_R}\right)^2 < 1 \tag{4.24}$$

Donde:

T_u = Tensión última transmitida a la ancla en kg

T_R = Tensión resistente por la ancla en kg

V_u = Cortante último transmitido a la ancla en kg

V_R = Cortante resistente por la ancla en kg

La resistencia a tensión de la ancla está dada por la siguiente ecuación¹.

$$T_R = 0.75\alpha F_u A_T \tag{4.25}$$

Donde:

α = Factor de resistencia igual a 0.75

F_u = Esfuerzo de fluencia último a tensión del acero en kg/cm^2

A_T = Área de la sección transversal de la ancla en cm^2

Adicionalmente la resistencia al corte de la ancla esta dada por la siguiente ecuación¹:

$$V_R = 0.50\alpha F_{uv} A_v \tag{4.26}$$

Donde:

α = Factor de resistencia igual a 0.75

A_v = Área de la sección transversal al corte de la ancla en cm^2

F_{uv} = Esfuerzo último al corte del acero en kg/cm^2

(1) Charles G. Salmon & John E. Johnson, "Steel Structures Design and Behavior", HarperCollins College Publishers, Fourth Edition, 1996, Pag. 162.

Del análisis se obtuvieron las siguientes acciones en la combinación 11:

$$T = 76.60 \text{ ton}$$

$$V_x = 5.55 \text{ ton}$$

$$V_y = 3.30 \text{ ton}$$

Las acciones últimas por ancla son:

$$T_u = \frac{T}{4} \quad 4.27$$

$$V_u = \frac{\sqrt{V_x^2 + V_y^2}}{4} \quad 4.28$$

Por lo tanto sustituyendo las acciones en las ecuaciones 4.27 y 4.28:

$$T_u = 19.15 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.61 \text{ ton}$$

Proponiendo anclas **AICI-1018** de $\phi = 1 \frac{1}{4}$ " de diámetro con las siguientes características:

$$A_T = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_V = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$F_u = 4,920.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{uv} = 3,381.82 \text{ kg/cm}^2$$

Calculamos la tensión resistente del ancla con la ecuación 4.25:

$$T_R = 21,918.60 \text{ kg}$$

Ahora calculamos el cortante resistente del ancla con la ecuación 4.26:

$$V_R = 10,044.00 \text{ kg}$$

En toneladas:

$$T_R = 21.92 \text{ ton} \quad V_R = 10.04 \text{ ton}$$

Finalmente aplicamos la ecuación 4.24:

$$\left(\frac{T_u}{T_R}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{V_R}\right)^2 = 0.788 < 1 \quad \text{OK}$$

Se puede observar que la relación es menor a la unidad por lo que se aceptan el tipo de anclas con el diámetro propuesto.

- Diseño de anclas para las columnas C-4

Del análisis se obtuvieron las siguientes acciones en la combinación 11:

$$T = 29.12 \text{ ton}$$

$$V_x = 0.01 \text{ ton}$$

$$V_y = 2.22 \text{ ton}$$

Proponiendo el mismo tipo de anclas pero ahora de $\phi = 3/4''$ de diámetro:

$$A_T = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$A_V = 3.87 \text{ cm}^2$$

Calculamos la tensión resistente de la ancla con la ecuación 4.25:

$$T_R = 10,710.22 \text{ kg}$$

Ahora calculamos el cortante resistente de la ancla con la ecuación 4.26:

$$V_R = 4,907.86 \text{ kg}$$

Aplicando la ecuación 4.24:

$$\left(\frac{T_u}{T_R}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{V_R}\right)^2 = 0.67 < 1 \quad \text{OK}$$

Nuevamente se puede observar que la relación es menor a la unidad por lo que se aceptan el tipo de anclas con el diámetro propuesto.

Por lo tanto se colocan anclas con las características de la tabla XXI. Ver Fig. 69.

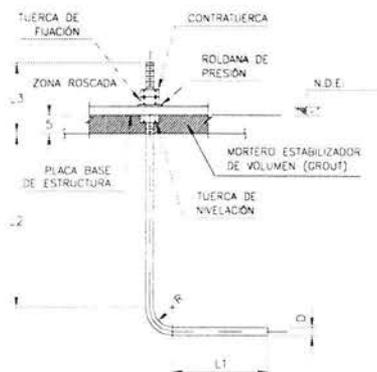


Fig. 69. Acciones tomadas por anclas

Tabla XXI.- Dimensiones y longitudes de las anclas para las columnas del marco 2.

Columna	D (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	L ₃ (mm)	R (mm)	Número de Piezas
C-14	32	400	931	140	130	28
C-4	19	250	421	120	80	28

B) Placa base

Para el diseño de la placa base se revisan dos condiciones de carga. La primera es cuando se presenta una carga de compresión P en la cuerda como se indica en la Fig. 70, en este caso, se revisa a pura carga axial la placa. La otra condición es cuando se presenta una carga de tensión T en la cuerda (Fig. 71). El caso mas desfavorable de ambas condiciones va a regir el diseño de la placa base.

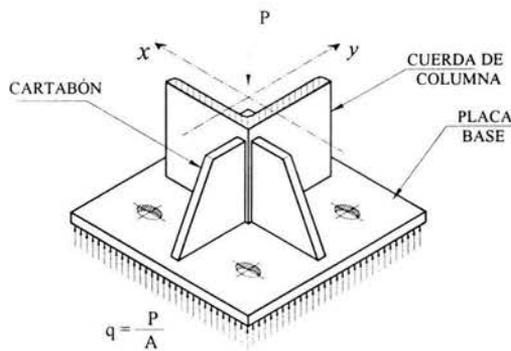


Fig. 70. Placa base sometida a una carga de compresión.

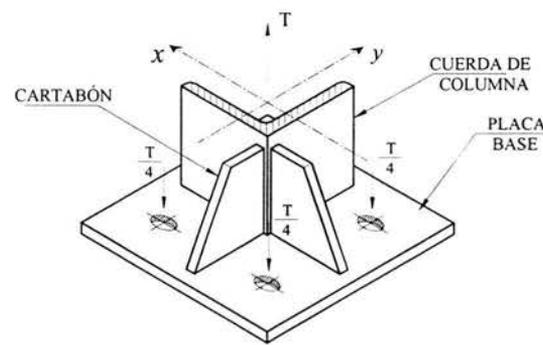


Fig. 71. Placa base sometida a una carga de tensión.

- Diseño de placa base para las columnas C-14

Revisión a compresión:

Para revisar esta condición se llevó a cabo un modelo en el programa Sap2000 de la placa con una un tramo de la cuerda de la columna y los dos cartabones, las Fig. 72, 73 y 74 muestra el modelo de análisis.

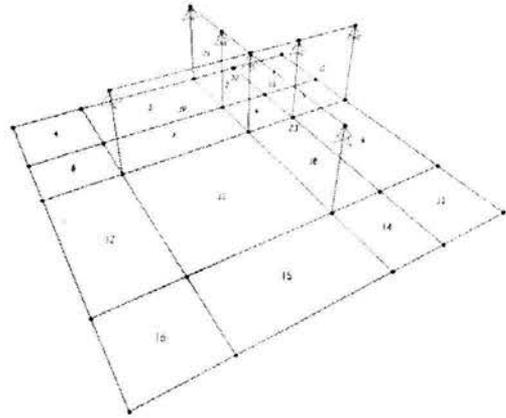
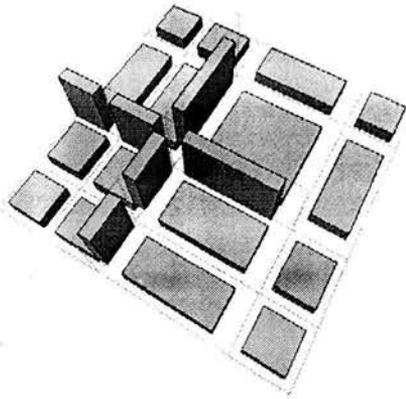


Fig. 72. Modelo de análisis de la placa base

Fig. 73. Identificación de las placas y apoyos.

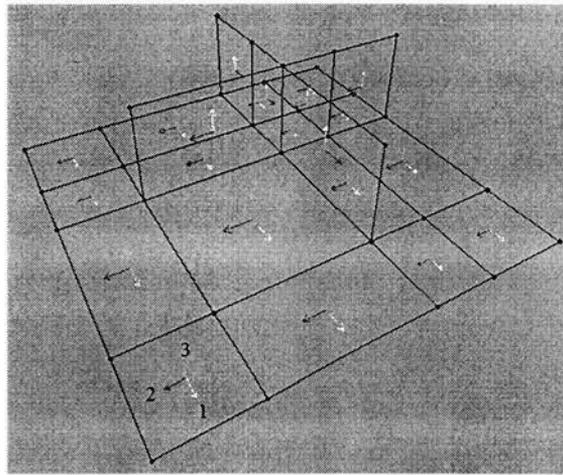


Fig. 74. Ejes locales de las placas.

Al modelo se le aplicó una carga por unidad de área (q) por debajo de la placa, y es la que resulta de la carga P entre el área de la placa (A).

$$q = \frac{P}{A} \quad 4.29$$

Esta presión debe ser menor al esfuerzo de aplastamiento del concreto¹.

$$F_b = 0.25 f'_c \quad 4.30$$

La resistencia del concreto en el dado de cimentación es de $f'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto, el esfuerzo permisible por aplastamiento en el concreto se calcula con la ecuación 4.30:

$$F_b = 62.50 \text{ kg/cm}^2$$

(1) Omer W. Blodgett, *Desing of Welded Structures*. The James F. Lincoln ARC Welding Foundation, Cleveland, Ohio. 1996, Pag. 3.3-1.

Proponiendo una placa base de 37.00 cm x 37.00 cm, la carga "q" se calcula con la ecuación 4.29.

$$\begin{aligned}
 P &= 85,450.00 \text{ kg} && (\text{COMB 11}) \\
 A &= 1,369.00 \text{ cm}^2 \\
 q &= 62.41 \text{ kg/cm}^2 && < F_b && \text{OK}
 \end{aligned}$$

La carga "q" es menor al esfuerzo de aplastamiento del concreto por lo que se aceptan las dimensiones propuestas de la placa. Las figuras 75, 76 y 77 indican la deformada y la distribución de momentos por unidad de longitud en la placa en dirección local 1 y 2 respectivamente, la tabla XXII muestra los resultados después de haber aplicado un análisis.

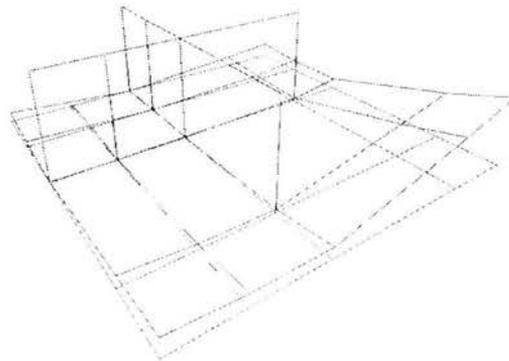


Fig. 75. Placa deformada bajo carga de compresión.

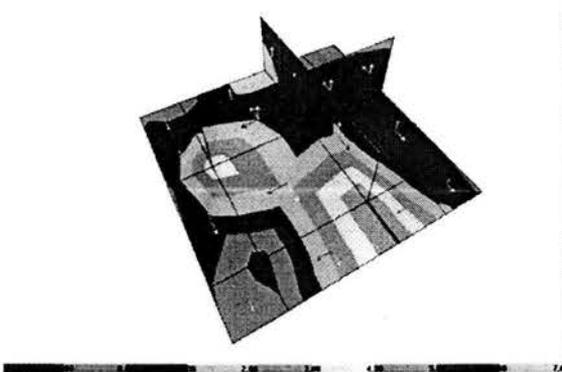


Fig. 76. Distribución de momentos alrededor del eje local 1 de la placa.

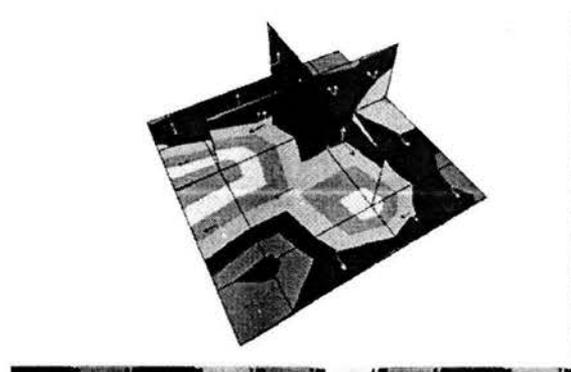


Fig. 77. Distribución de momentos alrededor del eje local 2 de la placa.

Tabla XXII.- Resultados de la placa a compresión.

Area Text	AreaElem Text	Joint Text	OutputCase Text	M11 Ton-m/m	M22 Ton-m/m	M12 Ton-m/m
11	11	13	COMPR	0.73043	0.73043	0.90053
11	11	14	COMPR	3.30702	5.91089	1.33743
11	11	19	COMPR	-0.85976	-0.85976	1.77433
11	11	18	COMPR	5.91089	3.30702	1.33743
12	12	14	COMPR	5.90382	6.68993	1.04219
12	12	15	COMPR	-0.05036	5.21544	0.76699
12	12	20	COMPR	0.02102	-1.01054	0.72066
12	12	19	COMPR	-1.71644	-1.11676	0.99586
15	15	18	COMPR	6.68993	5.90382	1.04219
15	15	19	COMPR	-1.11676	-1.71644	0.99586
15	15	24	COMPR	-1.01054	0.02102	0.72066
15	15	23	COMPR	5.21544	-0.05036	0.76699

Revisión a tensión:

Similarmente al caso anterior se utilizó el mismo modelo para revisar esta condición. Ahora aplicamos un carga puntual de $T = 76.60 \text{ ton}$ (COMB 11) en del intersección del ángulo y los cartabones Fig. 78 y 79. Los resultados se muestran a continuación Fig. 80 y 81:

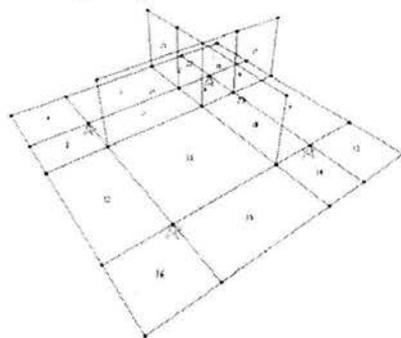


Fig. 78. Identificación de placas y apoyos.

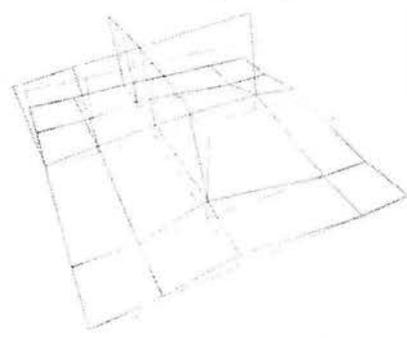


Fig. 79. Placa deformada bajo carga de tensión.

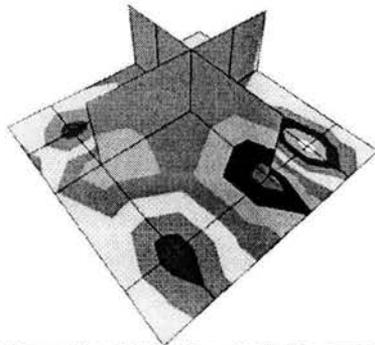


Fig. 80. Distribución de momentos alrededor del eje local 1 de la placa.

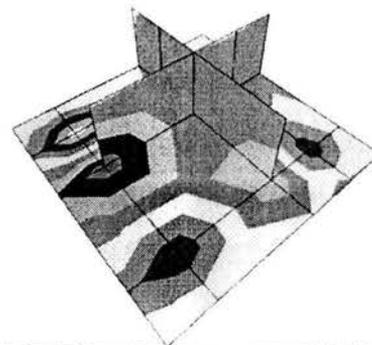


Fig. 81. Distribución de momentos alrededor del eje local 2 de la placa.

La tabla XXIII muestra los resultados después de haber aplicado un análisis al modelo.

Tabla XXIII.- Resultados de la placa a tensión.

Area Text	AreaElem Text	Joint Text	OutputCase Text	M11 Ton-m/m	M22 Ton-m/m	M12 Ton-m/m
10	10	12	TENS	-0.82121	-3.45929	1.04149
10	10	13	TENS	-0.10619	-0.72412	0.95700
10	10	18	TENS	-8.17192	-3.85125	0.57258
10	10	17	TENS	8.00182	5.12103	0.65707
11	11	13	TENS	-0.98894	-0.98894	-0.49364
11	11	14	TENS	-3.53749	-8.12604	-0.77456
11	11	19	TENS	5.44581	5.44581	-1.05548
11	11	18	TENS	-8.12604	-3.53749	-0.77456
12	12	14	TENS	-5.61509	-8.25932	-0.26464
12	12	15	TENS	0.02121	-4.83905	0.12447
12	12	20	TENS	-0.04693	3.34072	0.91516
12	12	19	TENS	5.93034	5.59117	0.52605
15	15	18	TENS	-8.25932	-5.61509	-0.26464
15	15	19	TENS	5.59117	5.93034	0.52605
15	15	24	TENS	3.34072	-0.04693	0.91516
15	15	23	TENS	-4.83905	0.02121	0.12447

El momento máximo de es de 8.26 ton-m/m y se encuentra en la condición de tensión.

$$M_{max} = 8,260.00 \text{ kg-cm} \quad (\text{por cada centímetro})$$

El espesor de la placa se obtiene con la siguiente ecuación¹:

$$t = \sqrt{\frac{4M}{0.9 f_y}} \tag{4-31}$$

Donde:

t = Espesor de la placa en cm

M = Momento actuante sobre la placa en $kg-cm$

f_y = Esfuerzo de fluencia de la placa en kg/cm^2

La placa a utilizar es de acero ASTM A-36 con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 2530.00 \text{ kg/cm}^2$.

Sustituyendo los datos en la ecuación 4.31.

$$t = 3.809 \text{ cm}$$

Se utiliza un placa ASTM A-36 de 37.00 cm x 37.00 cm de un espesor de $t = 1 \frac{1}{2}''$.

(1) American Institute of Steel Constructions, AISC. Column Base Plates. Pag. 20.

- Diseño de placa base para las columnas C-4

Revisión a compresión:

Se propone una placa base con las dimensiones de 25.00 cm x 25.00 cm y con los datos siguientes:

$$\begin{aligned}
 P &= 33,160.00 \text{ kg} && (\text{COMB 11}) \\
 A &= 625.00 \text{ cm}^2 \\
 q &= 56.05 \text{ kg/cm}^2 &< F_b && \text{OK}
 \end{aligned}$$

La carga "q" es menor al esfuerzo de aplastamiento del concreto por lo que se aceptan las dimensiones propuestas. Las figuras 82, 83 y 84 indican la deformada y la distribución de momentos por unidad de longitud en la placa en dirección local 1 y 2 respectivamente, la tabla XXIV muestra los resultados después de haber aplicado un análisis.

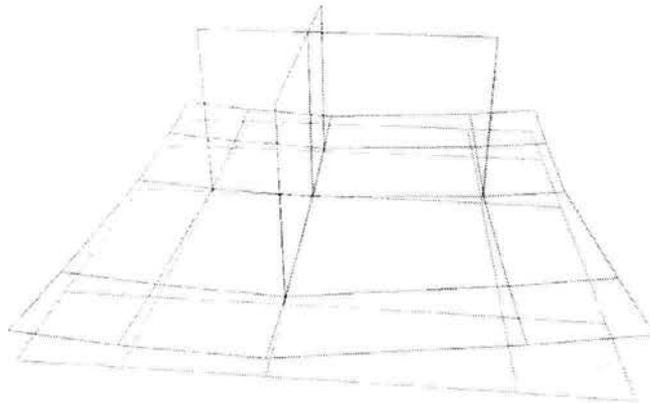


Fig. 82. Placa deformada bajo carga de compresión.

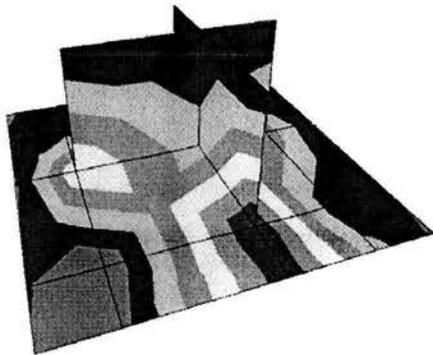


Fig. 83. Distribución de momentos alrededor del eje local 1 de la placa.

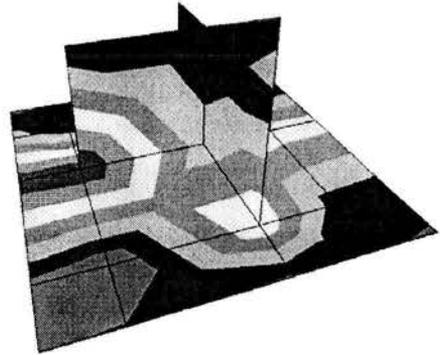


Fig. 84. Distribución de momentos alrededor del eje local 2 de la placa.

Tabla XXIV.- Resultados de la placa a compresión.

Area Text	AreaElem Text	Joint Text	OutputCase Text	M11 Ton-m/m	M22 Ton-m/m	M12 Ton-m/m
11	11	13	COMP	0.94050	0.94050	0.23364
11	11	14	COMP	1.21023	2.15752	0.31907
11	11	19	COMP	-0.18413	-0.18413	0.40451
11	11	18	COMP	2.15752	1.21023	0.31907
12	12	14	COMP	1.68227	2.29914	0.21202
12	12	15	COMP	-0.00909	1.77133	0.15418
12	12	20	COMP	0.00651	-0.13859	0.14049
12	12	19	COMP	-0.33304	-0.22880	0.19833
15	15	18	COMP	2.29914	1.68227	0.21202
15	15	19	COMP	-0.22880	-0.33304	0.19833
15	15	24	COMP	-0.13859	0.00651	0.14049
15	15	23	COMP	1.77133	-0.00909	0.15418

Revisión a tensión:

Se aplica una carga de tensión de $T = 29.11 \text{ ton}$ (COMB 11) similarmente al caso anterior. Los resultados se muestran a continuación en las Fig. 85, 86 y 87:

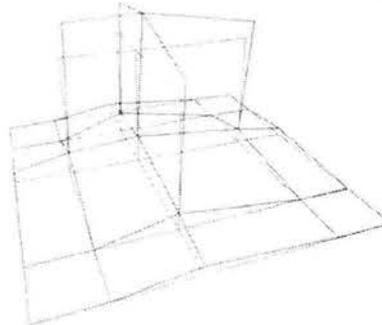


Fig. 85. Placa deformada bajo carga de tensión.

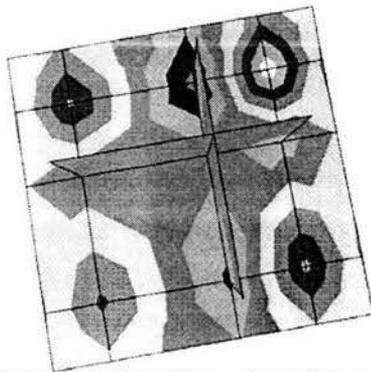


Fig. 86. Distribución de momentos alrededor del eje local 1 de la placa.

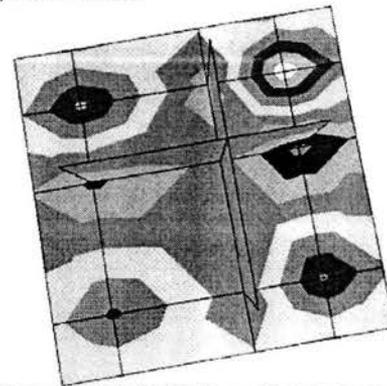


Fig. 87. Distribución de momentos alrededor del eje local 2 de la placa.

La tabla XXV muestra los resultados después de haber aplicado un análisis al modelo.

Tabla XXV.- Resultados de la placa a tensión.

Area Text	AreaElem Text	Joint Text	OutputCase Text	M11 Ton-m/m	M22 Ton-m/m	M12 Ton-m/m
6	6	7	TENS	5.19381	5.19381	-0.55890
6	6	8	TENS	-4.57773	-1.78866	-0.76861
6	6	13	TENS	-1.54372	-1.54372	-0.97832
6	6	12	TENS	-1.78866	-4.57773	-0.76861
7	7	8	TENS	-4.43797	-1.74674	0.09610
7	7	9	TENS	3.54416	3.51728	0.29284
7	7	14	TENS	-0.89790	-3.00467	0.43299
7	7	13	TENS	-1.25145	-1.45604	0.23625
9	9	11	TENS	0.08520	-2.08330	-0.39318
9	9	12	TENS	-2.36508	-4.62347	-0.18096
9	9	17	TENS	3.71193	3.60256	-0.40545
9	9	16	TENS	-0.09233	1.18148	-0.61766
10	10	12	TENS	-1.74674	-4.43797	0.09610
10	10	13	TENS	-1.45604	-1.25145	0.23625
10	10	18	TENS	-3.00467	-0.89790	0.43299
10	10	17	TENS	3.51728	3.54416	0.29284
11	11	13	TENS	-1.16377	-1.16377	-0.00135
11	11	14	TENS	-0.89519	-2.99563	-0.04076
11	11	19	TENS	2.44431	2.44431	-0.08016
11	11	18	TENS	-2.99563	-0.89519	-0.04076
12	12	14	TENS	-1.00546	-3.02871	0.17004
12	12	15	TENS	0.03900	-1.26654	0.26427
12	12	20	TENS	-0.04706	0.71424	0.46349
12	12	19	TENS	2.40172	2.43154	0.36927

El momento máximo de es de 5.19 ton-m/m y se encuentra en la condición de tensión.

$$M_{max} = 5,190.00 \text{ kg-cm} \quad (\text{Por cada centímetro})$$

El espesor de la placa se calcula con la ecuación 4.31. Nuevamente se utiliza acero ASTM A-36, por lo tanto, sustituyendo los valores:

$$t = 3.02 \text{ cm}$$

Se utiliza un placa ASTM A-36 de 25.00 cm x 25.00 cm de un espesor de $t = 1 \frac{1}{4}$ ".

4.5 Diseño de cimentación

La cimentación de las estructuras es de concreto reforzado a base de zapatas aisladas con dados en forma de "I".

- Diseño de zapata Z-12

Revisión por capacidad de carga

Al modelar la estructura con apoyos articulados vamos a tener ausencia de momentos en los apoyos por lo que para revisar la capacidad de carga de la cimentación calculamos la posición de la resultante P de las fuerzas F_i (reacciones) como se indica Fig. 88:

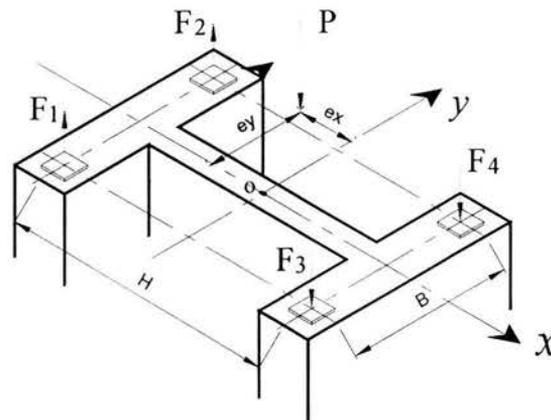


Fig. 88. Reacciones en los apoyos de las columnas.

Donde las variables H y B son las distancias del peralte y la base de la columna respectivamente. Las siguientes reacciones se presentan en la combinación I I la cual rige el diseño:

$$H = 300.00 \text{ cm}$$

$$B = 140.00 \text{ cm}$$

$$F_1 = -76.59 \text{ ton} \quad (\text{Reacción de carga en tensión})$$

$$F_2 = 22.70 \text{ ton} \quad (\text{Reacción de carga en compresión})$$

$$F_3 = -13.21 \text{ ton} \quad (\text{Reacción de carga en tensión})$$

$$F_4 = 85.46 \text{ ton} \quad (\text{Reacción de carga en compresión})$$

Para calcular la posición de la carga resultante (excentricidades en x y z) utilizamos las siguientes ecuaciones:

$$e_x = \frac{H(-F_3 - F_4 + F_1 + F_2)}{2 \sum F_i} \quad 4.32$$

$$e_y = \frac{B(F_2 + F_4 - F_1 - F_3)}{2 \sum F_i} \quad 4.33$$

Sustituyendo los valores en las ecuaciones 4.32 y 4.33 obtenemos:

$$e_x = -1,030.56 \text{ cm}$$

$$e_y = 754.75 \text{ cm}$$

Para obtener los momentos alrededor de los ejes X y Y, multiplicamos la carga resultante P por las excentricidades respectivas.

$$M_x = Pe_y \tag{4-34}$$

$$M_y = Pe_x \tag{4-35}$$

$$P = \sum F_i \tag{4-36}$$

Sustituyendo los valores en las ecuaciones 4.34, 35 y 36:

$$P = 18.36 \text{ ton}$$

$$M_x = 138.57 \text{ t-m}$$

$$M_y = -189.21 \text{ t-m}$$

$$V_x = -8.05 \text{ ton} \quad (\text{Resultante de las reacciones en dirección X})$$

$$V_y = -10.02 \text{ ton} \quad (\text{Resultante de las reacciones en dirección Y})$$

A continuación se muestra la geometría de la cimentación con sus dimensiones y propiedades propuestas, Fig. 89 y 90.

- $h = 650.00 \text{ cm}$
- $b = 650.00 \text{ cm}$
- $h_1 = 350.00 \text{ cm}$
- $b_1 = 200.00 \text{ cm}$
- $t_1 = 40.00 \text{ cm}$
- $t_2 = 25.00 \text{ cm}$
- $Z = 170.00 \text{ cm}$
- $Z_1 = 150.00 \text{ cm}$
- $Z_2 = 45.00 \text{ cm}$
- $f'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$
- $f^*c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$

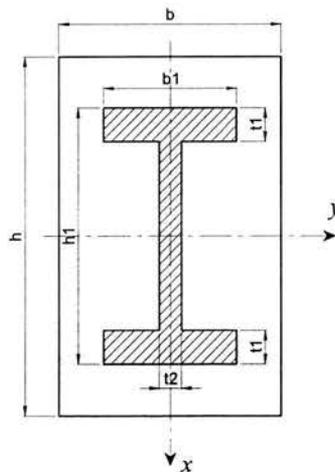


Fig. 89. Cimentación en planta.

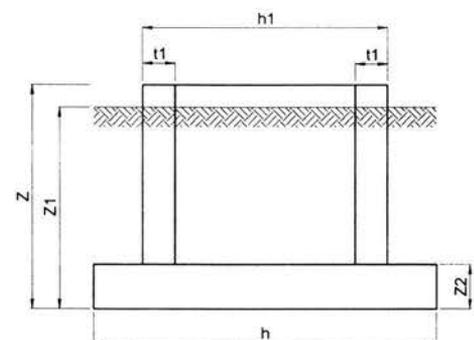


Fig. 90. Cimentación en elevación.

El peso propio de la cimentación es igual a:

$$W_c = 52.46 \text{ ton}$$

El peso del suelo es igual a:

$$\gamma = 1.60 \text{ ton/m}^3 \quad \text{Peso volumétrico del suelo}$$

$$W_s = 67.16 \text{ ton} \quad \text{Peso del suelo}$$

Los elementos mecánicos últimos considerando el efecto de coceó Fig. 91.

$$P_u = P + W_c + W_s \quad 4-37$$

$$M_{ux} = M_x + V_y Z \quad 4-38$$

$$M_{uz} = M_z + V_x Z \quad 4-39$$

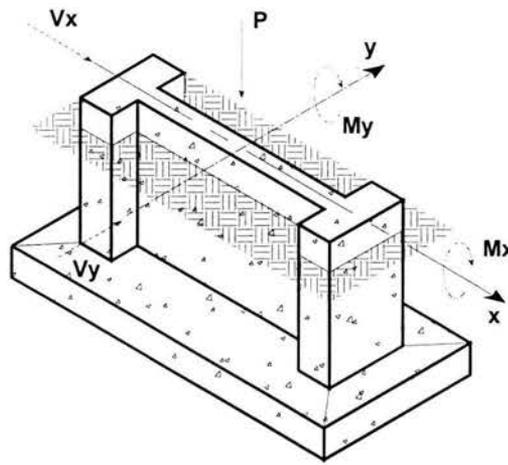


Fig. 91. Cimentación en isométrico.

Sustituyendo los valores en las ecuaciones 4-37, 38 y 39.

$$P_u = 137.97 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 121.49 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = -202.89 \text{ ton-m}$$

Calculando las excentricidades para calcular el área de contacto de la cimentación (área reducida, Fig. 92):

$$e_x = \left| \frac{M_{uy}}{P_u} \right| \quad 4-40$$

$$e_y = \left| \frac{M_{ux}}{P_u} \right| \quad 4-41$$

Sustituyendo las acciones en las ecuaciones 4-40 y 41:

$$e_x = 1.47 \text{ m}$$

$$e_y = 0.88 \text{ m}$$

Las longitudes efectivas las calculamos con las siguientes ecuaciones:

$$h' = h - 2e_x \tag{4-42}$$

$$b' = b - 2e_y \tag{4-43}$$

Sustituyendo los valores en las ecuaciones 4-42 v 43:

$$h' = 3.56 \text{ m}$$

$$b' = 4.74 \text{ m}$$

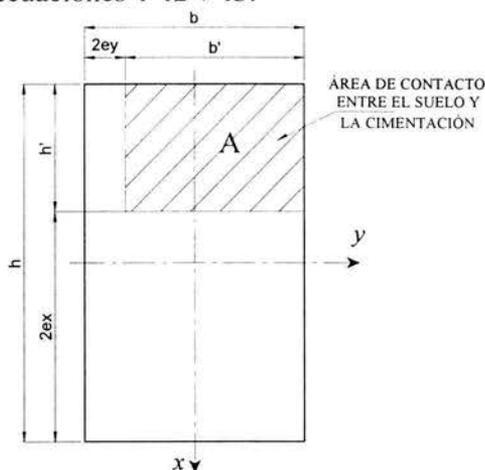


Fig. 92. Área reducida.

El área de contacto entre el suelo y la cimentación se calcula con la siguiente ecuación:

$$A = h' b' \tag{4-44}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4-44:

$$A = 16.87 \text{ m}^2$$

La capacidad de carga del terreno a un desplante de 1.70 mts según el estudio de mecánica de suelos¹.

$$q_{adm} = 13.70 \text{ ton/m}^2$$

La presión que trasmite el cimiento al terreno se calcula con la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P_u}{h' b'} \tag{4-45}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4-45:

$$q = 8.18 \text{ t/m}^2 < q_{adm} \quad \text{OK}$$

Podemos observar que la presión transmitida de la cimentación es menor a la resistencia admisible del terreno por lo tanto se aceptan las dimensiones propuestas.

(1) Ver apéndice 4 (Se utiliza un factor de seguridad de 2).

Revisión a cortante por tensión diagonal

La sección crítica por tensión diagonal se encuentra a un peralte efectivo a partir del paño del dado como e indica en la Fig. 93. El análisis se realiza para un ancho unitario de un metro.

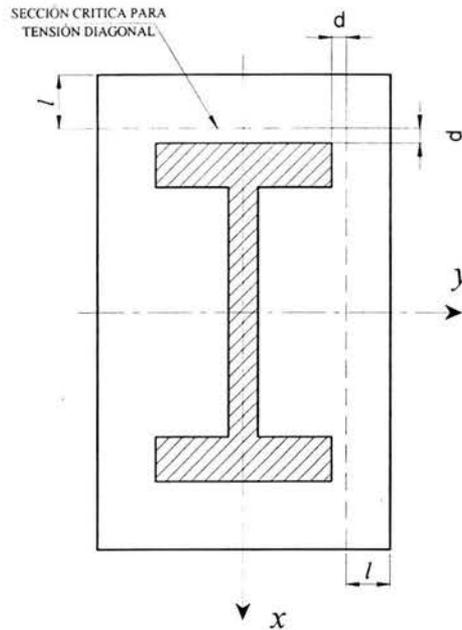


Fig. 93. Área reducida.

El cortante último se obtiene con la siguiente ecuación:

$$V_u = qbl \tag{4-46}$$

Donde:

- V_u = Cortante último transmitido a la zapata en *ton*
- q = Presión transmitida de la zapata al suelo en *ton/m²*
- b = Ancho unitario de un metro para el análisis en *m*
- l = Longitud de la sección crítica al borde de la zapata en *m*

En este caso, la longitud l es igual a:

$$l = 1.85 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4-46:

$$V_u = 15.13 \text{ ton}$$

El cortante resistente por el concreto es¹:

$$V_{CR} = \phi 0.5bd\sqrt{f_c^*} \quad 4-47$$

Donde:

V_{CR} = Cortante resistido por el concreto en ton

b = Ancho unitario de un metro para el análisis en m

d = Peralte efectivo de la zapata en m

f_c^* = Resistencia nominal del concreto en t/m²

ϕ = Factor de reducción al corte e igual a 0.8 adimensional

Sustituyendo los valores en la ecuación 4-47:

$$V_{CR} = 22.63 \text{ ton} < V_u \quad \text{OK}$$

Revisión a cortante por penetración

Cuando el momento flexionante a transmitir a la cimentación es mayor a¹:

$$0.2Pd \quad 4-48$$

Se supone que una fracción del momento se transmite por excentricidad de la fuerza cortante con respecto al centroide de la sección crítica y ésta fracción está dada por¹:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(C_1+d)/(C_2+d)}} \quad 4-49$$

a) Cálculo del esfuerzo cortante cuando actúa el M_{ux} .

Determinando el producto de la ecuación 4-48:

$$0.2Pd = 11.04 < M_{ux}$$

Observamos que el momento último es mayor al producto de la ecuación 4-48 por lo que la fracción del momento tomado por flexión se calcula con la ecuación 4-49. La Fig. 94 muestra la transmisión del momento. A continuación se proporcionan los datos necesarios para calcular la fracción del momento (Fig. 95):

$$C_1 = 2.00 \text{ m}$$

$$C_2 = 3.50 \text{ m}$$

$$C_1 + d = 2.40 \text{ m}$$

$$C_2 + d = 3.90 \text{ m}$$

(1) Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Sección 2.5.1.2. y 2.5.9.2 respectivamente. 2004.

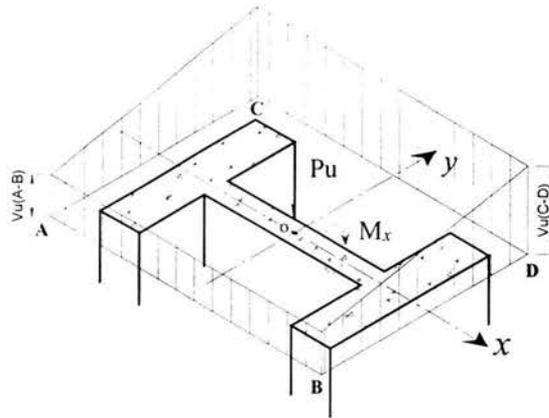


Fig. 94. Transmisión del momento entre dado y zapata.

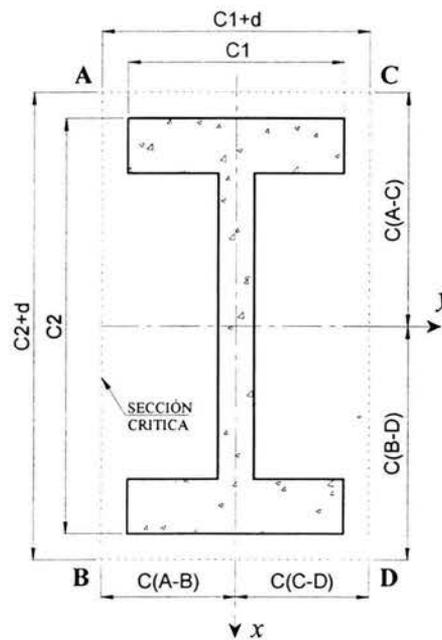


Fig. 95. Zona crítica a cortante por penetración.

Sustituyendo los valores en la ecuación 4.49:

$$\alpha = 0.34$$

La fracción del momento es:

$$\alpha M_{ux} = 41.85 \text{ ton-m}$$

El área crítica es¹:

$$A_{cr} = 2d(C_1 + C_2 + 2d) \quad 4-50$$

Sustituyendo en la ecuación 4-50:

$$A_{cr} = 5.04 \text{ m}^2$$

$$C_{(C-D)} = 1.20 \text{ m} \quad (\text{Distancia del centro geométrico de la cimentación a la zona crítica Fig. 95}).$$

El momento polar de inercia es¹:

$$J_c = \frac{d(C_1+d)^3}{6} + \frac{(C_1+d)d^3}{6} + \frac{d(C_2+d)(C_1+d)^2}{2} \quad 4-51$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4-51:

$$J_c = 5.44 \text{ m}^4$$

El esfuerzo cortante en la zona C-D¹:

$$V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_{ux} C_{(C-D)}}{J_c} \quad 4-52$$

Pero;

$$V_u = |P_u - q(C_1+d)(C_2+d)| \quad 4-53$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4-52 para calcular el esfuerzo cortante debido al momento M_{ux} :

$$V_{uCD} = 21.42 \text{ ton/m}^2 \text{ (} 2.14 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

b) Cálculo del esfuerzo cortante cuando actúa el M_{uy}

Similarmente al caso anterior el momento último alrededor del eje Y es mayor a $0.2Pd$ por lo que la fracción del momento se obtiene con la ecuación 4.49. La Fig. 96 muestra la transmisión del momento.

$$\alpha = 0.34$$

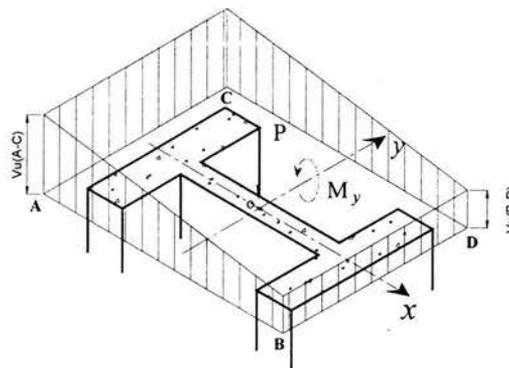


Fig. 96. Transmisión del momento entre dado y zapata.

La fracción del momento:

$$\alpha M_{uy} = 69.90 \text{ ton-m}$$

El área crítica A_{cr} es la misma pero ahora la distancia $C_{(A-C)}$ es:

$$A_{cr} = 5.04 \text{ m}^2$$

$$C_{(A-C)} = 1.95 \text{ m} \quad (\text{Distancia del centro geométrico de la cimentación a la zona crítica Fig. 95}).$$

El momento polar de inercia es¹:

$$J_c = \frac{d(C_2 + d)^3}{6} + \frac{(C_2 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_1 + d)(C_2 + d)^2}{2} \quad 4-54$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4-54:

$$J_c = 11.30 \text{ m}^4$$

Por lo tanto el esfuerzo cortante debido al momento último M_{uy} es¹:

$$V_{uAC} = \frac{\alpha M_{uz} C_{(A-C)}}{J_c} \quad 4-55$$

Por lo tanto sustituyendo los valores en la ecuación 4-55:

$$V_{uAC} = 12.07 \text{ ton/m}^2 \text{ (1.20 kg/cm}^2\text{)}$$

El esfuerzo cortante total último por penetración es la suma de ambos esfuerzos cortantes:

$$V_u = V_{uCD} + V_{uAC} \quad 4-56$$

Por lo tanto:

$$V_u = 3.35 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resistido por el concreto es¹:

$$V_{CR} = 0.4 F_R \sqrt{f'_c} \quad 4-57$$

Donde:

F_R = Factor de reducción e igual a 0.7

Por lo tanto sustituyendo los valores en la ecuación 4-57 para calcular la resistencia a cortante de la zapata:

$$V_{CR} = 3.96 \text{ ton} < V_u \quad \text{OK}$$

Observamos que el cortante que rige es por penetración, por lo que se aceptan las dimensiones propuestas.

Diseño por flexión

La zona crítica por flexión se encuentra en el paño del dado como se muestra en la siguiente Fig. 97. El análisis se realiza para un ancho unitario de un metro.

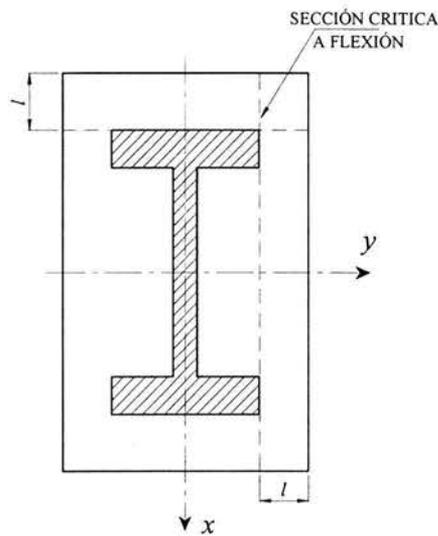


Fig. 97. Zona crítica a flexión.

Diseño de refuerzo en dirección X

El momento en el paño del dado es:

$$M = \frac{wl^2}{2} \quad 4-58$$

Donde:

M = Momento transmitido a la zapata en $\text{ton}\cdot\text{m}$

w = Presión que ejerce la zapata al cimiento en ton/m^2

l = Longitud de la zona crítica por a flexión al borde de la zapata en m

En este caso las constantes de cálculo son (Fig. 98):

$$\begin{aligned}
 l &= 313.00 \text{ cm} \\
 b &= 100.00 \text{ cm} \\
 d &= 40.00 \text{ cm} \\
 w &= 8.18 \text{ ton/m}^2 \\
 f'_c &= 250.00 \text{ kg/cm}^2 \\
 f''_c &= 170.00 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200.00 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

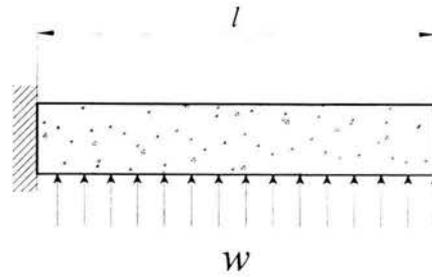


Fig. 98. Brazo de palanca de la zapata.

Sustituyendo los valores en la ecuación 4-58 para obtener el momento actuante:

$$M = 39.94 \text{ ton-m}$$

Para calcular la cuantía de acero q , resolvemos la siguiente ecuación cuadrática¹:

$$q^2 - 2q + \frac{2M}{F_r b d^2 f'_c} = 0 \quad 4-59$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4-59 y resolviendo la ecuación cuadrática:

$$q = 0.179$$

El porcentaje de acero se calcula con la siguiente ecuación¹:

$$\rho = \frac{q f'_c}{f_y} \quad 4-60$$

Sustituyendo:

$$\rho = 0.007255$$

El acero requerido se obtiene con la siguiente ecuación¹:

$$A_{s_{req}} = \rho b d \quad 4-61$$

Sustituyendo en 4-61:

$$A_{s_{req}} = 29.02 \text{ cm}^2$$

El acero máximo que se le puede colocar a la zapata²:

$$A_{s_{max}} = \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{5100}{f_y + 6000} \right) b d \quad 4-62$$

(1) y (2) Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Sección 2.2.4 y 2.2.2 respectivamente. 2004.

Sustituyendo en 4-62:

$$As_{max} = 60.71 \text{ cm}^2.$$

El acero mínimo que se le puede colocar a la zapata¹:

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad 4-63$$

Sustituyendo en 4-63:

$$As_{min} = 10.54 \text{ cm}^2$$

El acero requerido es mayor al mínimo pero menor al máximo por lo que se colocan varillas del #6 @ 10.00 cm ($As = 28.7 \text{ cm}^2$).

Diseño de refuerzo en dirección Y

En este caso las constantes de cálculo y los datos son:

$$l = 150.00 \text{ cm}$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = 40.00 \text{ cm}$$

$$w = 8.18 \text{ ton/m}^2$$

$$f'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 170.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

El momento se calcula con la ecuación 4-58:

$$M = 9.20 \text{ ton-m}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática 4.59:

$$q = 0.03833$$

El porcentaje de acero se obtiene con 4-60:

$$\rho = 0.0015$$

El acero requerido se obtiene con 4-61:

$$As_{req} = 6.21 \text{ cm}^2$$

El acero requerido es menor al mínimo por lo que se colocan del #5 @ 15.00 cm ($A_s = 13.93 \text{ cm}^2$). En el lecho superior se colocan refuerzo por cambios volumétricos con una cuantía del 0.003 (elementos que están en contacto con el terreno)¹ por lo tanto:

$$A_{s_{cv}} = 12.00 \text{ cm}^2$$

Por lo que se se colocan varillas de #5 @ 15.00 cm en el lecho superior. La Fig. 99 y 100 muestra el armado en dirección X y Y respectivamente.

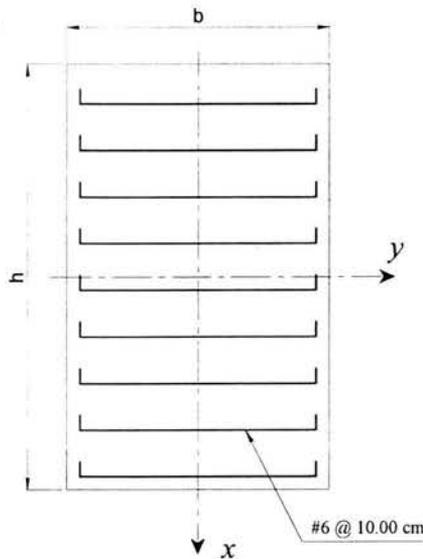


Fig. 99. Refuerzo en dirección X.

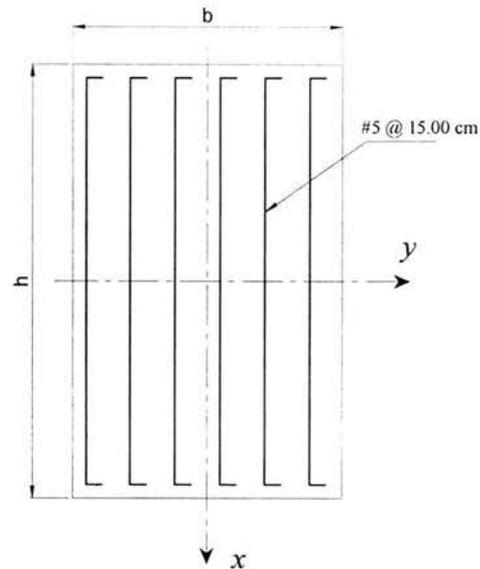


Fig. 100. Refuerzo en dirección Y.

Diseño de dado

El dado se diseña como una columna independiente (Fig. 101) para cada uno de los apoyos y se revisa tanto a cargas de tensión como de compresión.

- Revisión a compresión

La resistencia a la compresión del dado independiente se calcula con la siguiente ecuación¹:

$$P_c = F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s) \quad 4-64$$

Donde:

- F_R = Factor de reducción e igual a 0.8
- f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión
- A_g = área bruta de la sección transversal de la columna
- A_s = área de refuerzo longitudinal en tensión

(1) Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Sección 2.5.1.3. 2004.

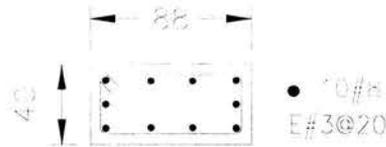


Fig. 101. Refuerzo propuesto del dado independiente.

Las constantes de cálculo son:

$$f^*c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ag = 3,520.00 \text{ cm}^2$$

$$As = 40.60 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación 4-64:

$$Pc = 475,360.00 \text{ kg}$$

Del análisis se obtuvo una reacción de compresión máxima de:

$$P = 85,460.00 \text{ kg} < Pc \quad \text{O.K.}$$

- Revisión a tensión

Se considera que el concreto no toma tensiones, además, del análisis se obtuvo una reacción de tensión de:

$$T = 76,590.00 \text{ kg}$$

Despejando As de 4-64:

$$As = \frac{T}{F_r 2000} = \frac{76,590.00}{(0.8)2000} = 47.86 \text{ cm}^2$$

Observamos que el acero propuesto son 10 varillas del #8 (50.7 cm^2) por lo que se acepta el refuerzo propuesto.

El refuerzo del muro se coloca por cambios volumétricos con una cuantía del 0.003 por lo que se colocan varillas del #4 @ 20.00 cm en ambas caras.

Finalmente el diseño de la zapata se muestra en las Fig. 102 y del dado en la Fig. 103.

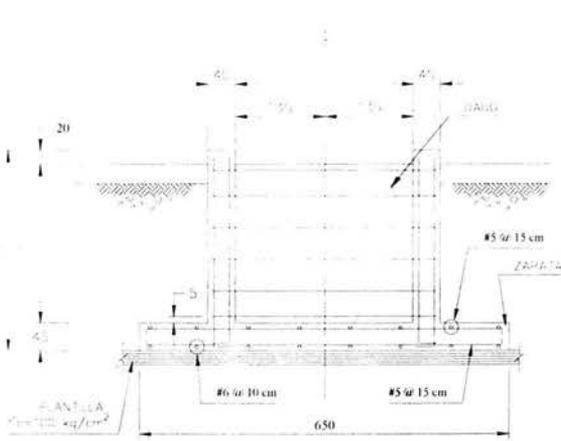


Fig. 102. Diseño final de la zapata Z-12.

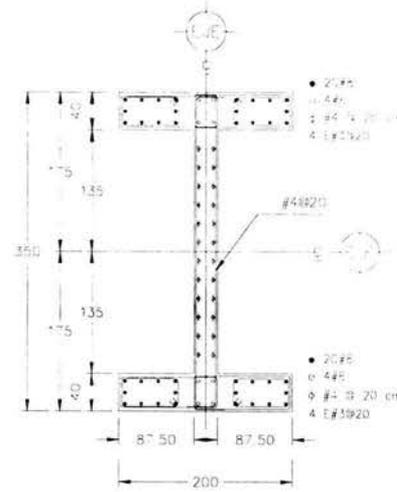


Fig. 103. Diseño de dado de la zapata Z-12.

- Diseño de zapata Z-11

Revisión por capacidad de carga

La Fig. 104 muestra la orientación de la zapata de la columna C-4

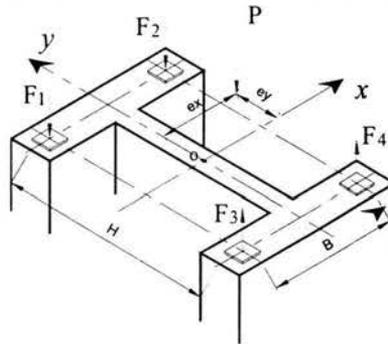


Fig. 104. Reacciones en los apoyos de la columna.

A continuación se dan los datos para revisar la capacidad de carga de la zapata Z-11 con las reacciones obtenidas de la combinación 11.

$H = 200.00 \text{ cm}$

$B = 120.00 \text{ cm}$

$F_1 = 17.43 \text{ ton}$

$F_2 = 33.16 \text{ ton}$

$F_3 = -29.12 \text{ ton}$

$F_4 = -15.44 \text{ ton}$

(Reacción de carga en compresión)

(Reacción de carga en compresión)

(Reacción de carga en tensión)

(Reacción de carga en tensión)

La posición de la resultante se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$e_x = \frac{B(F_2 + F_4 - F_1 - F_3)}{2\sum F_i}$$

$$e_y = \frac{H(F_1 + F_2 - F_3 - F_4)}{2 \sum F_i} \quad 4-66$$

Sustituyendo en las ecuaciones 4-65 y 4-66:

$$e_x = 292.64 \text{ cm}$$

$$e_y = 1,577.94 \text{ cm}$$

Calculamos los momentos y la carga resultante con las ecuaciones 4-34, 4-35 y 4-36 respectivamente:

$$P = 6.03 \text{ ton}$$

$$M_x = 95.15 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 17.65 \text{ ton-m}$$

$$V_x = -2.48 \text{ ton}$$

(Resultante de las reacciones en dirección X)

$$V_y = -6.68 \text{ ton}$$

(Resultante de las reacciones en dirección Y)

A continuación se muestra la geometría de la cimentación con sus dimensiones propuestas y propiedades Fig 105 y 106:

$$h = 420.00 \text{ cm}$$

$$b = 420.00 \text{ cm}$$

$$h_1 = 240.00 \text{ cm}$$

$$b_1 = 170.00 \text{ cm}$$

$$t_1 = 40.00 \text{ cm}$$

$$t_2 = 25.00 \text{ cm}$$

$$Z = 170.00 \text{ cm}$$

$$Z_1 = 150.00 \text{ cm}$$

$$Z_2 = 30.00 \text{ cm}$$

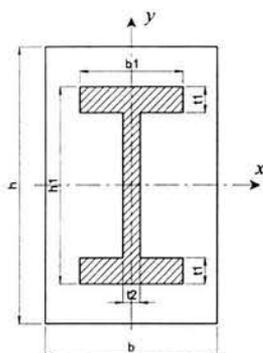


Fig. 105. Cimentación en planta.

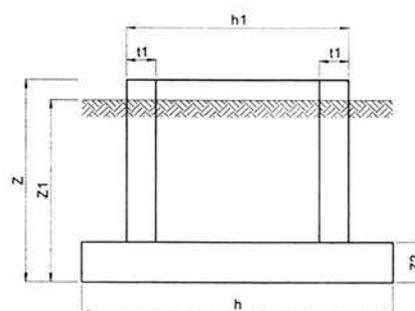


Fig. 106. Cimentación en elevación.

$$d = 25.00 \text{ cm}$$

$$f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

El peso propio de la cimentación es:

$$Wc = 18.61 \text{ ton}$$

El peso del suelo es:

$$Ws = 30.49 \text{ ton}$$

Los elementos mecánicos últimos considerando el efecto de coceo se obtienen con las ecuaciones 4-37, 38 y 39:

$$\begin{aligned}P_u &= 55.13 \text{ ton} \\M_{ux} &= 82.72 \text{ ton-m} \\M_{uy} &= 14.91 \text{ ton-m}\end{aligned}$$

Calculando las excentricidades con las ecuaciones 4-40 y 41:

$$\begin{aligned}e_x &= 0.27 \text{ m} \\e_y &= 1.50 \text{ m}\end{aligned}$$

Las longitudes efectivas se calculan con las ecuaciones 4-42 y 43:

$$\begin{aligned}h' &= 3.66 \text{ m} \\b' &= 1.20 \text{ m}\end{aligned}$$

El área de contacto se calcula con la ecuación 4-44:

$$A = 4.38 \text{ m}^2$$

La presión que transmite el cimiento al terreno se calcula con la ecuación 4-45:

$$q = 12.56 \text{ ton/m}^2 < q_{adm} \quad \mathbf{OK}$$

Podemos observar que la presión transmitida de la cimentación al terreno es menor a la resistencia admisible del terreno por lo tanto se aceptan las dimensiones propuestas.

Revisión a cortante por tensión diagonal

Nuevamente la zona crítica se encuentra a un peralte del paño del dado y el análisis se realiza para un ancho de un metro, por lo tanto aplicamos la ecuación 4-46. En este caso la longitud l es:

$$l = 1.00 \text{ m}$$

Sustituyendo en 4-46:

$$V_u = 12.56 \text{ ton}$$

Con la ecuación 4-47 calculamos el cortante resistente del concreto:

$$V_{CR} = 14.14 \text{ ton} < V_u \quad \mathbf{OK}$$

Revisión a cortante por penetración

- a) Cálculo del esfuerzo cortante cuando actúa el M_{ux} .

Calculando el producto de la ecuación 4-48:

$$0.2Pd = 2.76 < M_{ux}$$

Observamos que el momento M_{ux} es mayor al producto anterior, por lo tanto, con referencia la Fig. 107 obtenemos las siguientes variables:

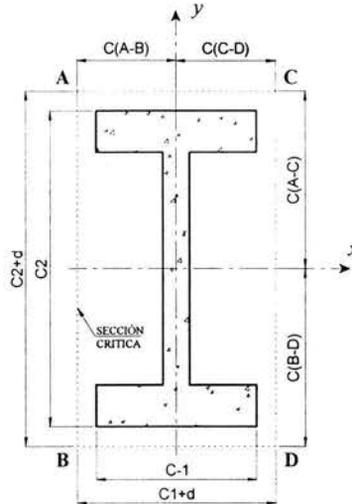


Fig. 107. Zona crítica a cortante por penetración.

$$\begin{aligned} C_1 &= 1.70 \text{ m} \\ C_2 &= 2.40 \text{ m} \\ C_1+d &= 1.95 \text{ m} \\ C_2+d &= 2.65 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo los estos valores en la ecuación 4-49:

$$\alpha = 0.36$$

La fracción del momento es:

$$\alpha M_{ux} = 30.19 \text{ ton-m}$$

Calculando el área crítica con la ecuación 4-50:

$$A_{cr} = 2.30 \text{ m}^2$$

$$C_{(A-C)} = 1.33 \text{ m} \quad (\text{Distancia del centro geométrico de la cimentación a la zona crítica Fig. 107}).$$

El momento polar de inercia se calcula con la ecuación 4-54:

$$J_c = 2.49 \text{ m}^4$$

El esfuerzo cortante en la zona se calcula con la ecuación 4-55:

$$V_{uA-C} = 20.30 \text{ ton/m}^2 \text{ (} 2.03 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

b) Cálculo del esfuerzo cortante cuando actúa el M_{uy} .

Similarmente al caso anterior, el momento último alrededor del eje Y es mayor a $0.2Pd$ por lo que la fracción del momento es:

$$\alpha M_{uz} = 5.44 \text{ ton-m}$$

El área crítica A_{cr} es la misma pero ahora la distancia es $C_{(C-D)}$:

$$A_{cr} = 2.30 \text{ m}^2$$

$C_{(C-D)} = 0.98 \text{ m}$ (Distancia del centro geométrico de la cimentación a la zona crítica Fig. 107).

El momento polar de inercia se calcula con la ecuación 4-51:

$$J_c = 1.57 \text{ m}^4$$

El esfuerzo cortante debido al momento último M_{yz} se calcula con la ecuación:

$$V_{uC-D} = \frac{\alpha M_{uz} C_{(C-D)}}{J_c} \tag{4-67}$$

Por lo tanto sustituyendo los valores en 4-67:

$$V_{uC-D} = 3.37 \text{ T/m}^2 \text{ (} 0.34 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

Nuevamente el esfuerzo cortante último por penetración es la suma de las acciones debidas a los momentos de ambos sentidos (Fig 108 y 109) por lo tanto.

$$V_u = 2.37 \text{ kg/cm}^2$$

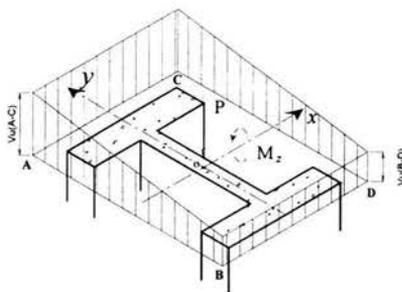


Fig. 108. Transmisión del momento (M_{ux}) entre dado y zapata.

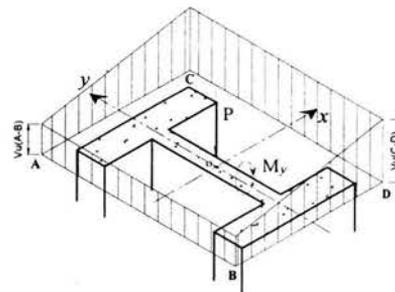


Fig. 109. Transmisión del momento (M_{yy}) entre dado y zapata.

El esfuerzo cortante resistido por el concreto se calcula con la ecuación 4-57:

$$V_{CR} = 9.90 \text{ ton} < V_u \quad \text{OK}$$

Observamos que el cortante que rige es por tensión diagonal por lo que las dimensiones propuestas se aceptan.

Diseño por flexión

Diseño de refuerzo en dirección X

Los siguientes datos son las constantes de cálculo que se utilizan para calcular el refuerzo en la dirección X .

$$l = 90.00 \text{ cm}$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = 25.00 \text{ cm}$$

$$w = 12.56 \text{ ton/m}^2$$

$$f'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 170.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

El momento se calcula con la ecuación 4-58:

$$M = 5.09 \text{ ton-m}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática 4-59 para determinar la cuantía de acero:

$$q = 0.547$$

El porcentaje de acero requerido se obtiene con 4-60:

$$\rho = 0.02214$$

El acero requerido se calcula con 4-61:

$$A_{s_{req}} = 5.54 \text{ cm}^2$$

El acero máximo se calcula con 4-62:

$$A_{s_{max}} = 37.95 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo se calcula con 4-63:

$$A_{s_{min}} = 6.59 \text{ cm}^2$$

El acero requerido es menor al mínimo por lo que se colocan varillas del #5 @ 25.00 cm ($A_s = 7.96 \text{ cm}^2$).

Diseño de refuerzo en dirección Y

En este caso las constantes de cálculo son:

- $l = 198.00 \text{ cm}$
- $b = 100.00 \text{ cm}$
- $d = 25.00 \text{ cm}$
- $w = 12.12 \text{ ton/m}^2$
- $f_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 170.00 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

El momento se obtiene con 4-58:

$$M = 4.37 \text{ ton-m}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática 4-59 para obtener q :

$$q = 0.3017$$

El porcentaje de acero se obtiene con 4-60:

$$\rho = 0.0122$$

El acero requerido se obtiene con 4-61:

$$A_{sreq} = 30.54 \text{ cm}^2$$

El acero requerido es mayor al mínimo pero menor al máximo por lo que se colocan varillas del #6 @ 10.00 cm ($A_s = 28.70 \text{ cm}^2$). Las Fig. 110 y 111 muestra el armado en dirección X y Y respectivamente.

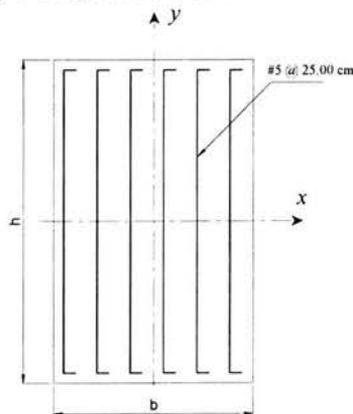


Fig. 110. Refuerzo en dirección X.

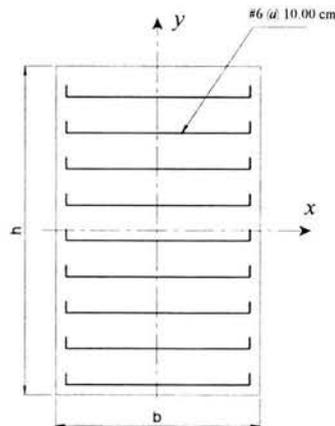


Fig. 111. Refuerzo en dirección Y.

Diseño de dado

Al igual que la zapata anterior, el dado se diseña como una columna independiente (Fig. 112).

- Revisión a compresión

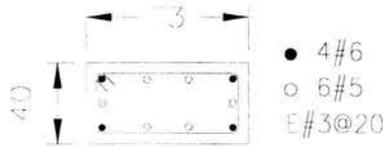


Fig. 112. Refuerzo propuesto del dado independiente.

Las constantes de cálculo son:

$$f^*c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 2,920.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 23.42 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación 4-64:

$$P_c = 364,512.00 \text{ kg}$$

Del análisis se obtuvo una reacción de compresión máxima de:

$$P = 33,160.00 \text{ kg} < P_c \quad \mathbf{K.O.}$$

- Revisión a tensión

Del análisis se obtuvo una reacción de tensión de:

$$T = 29,120.00 \text{ kg}$$

Despejando A_s de 4-64:

$$A_s = \frac{29,120.00}{(0.8)2000} = 18.20 \text{ cm}^2$$

Observamos que el acero propuesto son 4 varillas del #6 y 6 varillas del #5 (23.42 cm^2) por lo que se acepta el refuerzo propuesto.

El refuerzo del muro se coloca por cambios volumétricos con una cuantía del 0.003 por lo que se colocan varillas del #4 @ 20.00 cm en ambas caras.

Se colocan varillas de #4 @ 15.00 cm en el lecho superior por cambios volumétricos. Finalmente el diseño de la zapata se muestra en las Fig. 113 y 114.

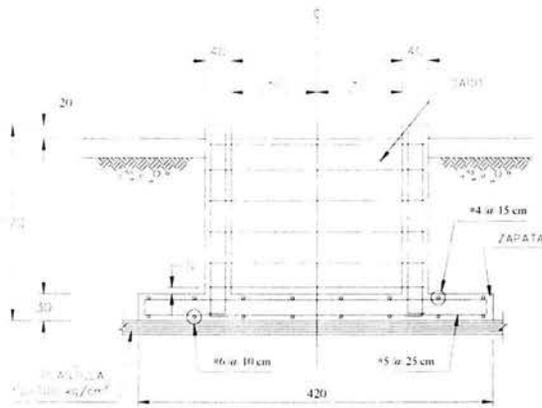


Fig. 113. Diseño final de la zapata Z-11.

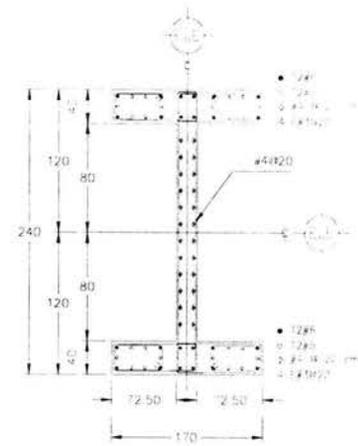


Fig. 114. Diseño de dado de la zapata Z-11.

4.6 Recomendaciones de diseño

Las recomendaciones que a continuación se hacen no son necesariamente obligatorias para el diseño de la estructura, sin embargo sí se consideran algunas, pueden aumentar la capacidad de resistencia de la estructura y por consiguiente más seguras.

- Colocación de crucetas

El colocar crucetas en las columnas a ciertas distancias las hace ser más resistentes a cargas de compresión como se indica en la Fig. 115.

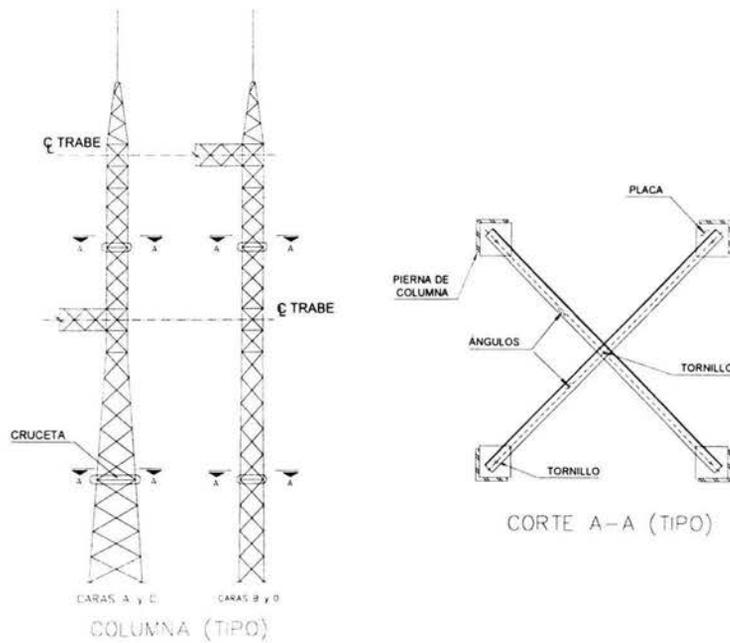


Fig. 115. Colocación de crucetas.

La capacidad a compresión de la columna depende de dos condiciones, la primera condición es una revisión al pandeo de un elemento en particular (cuerda) que conforma a la columna y la segunda condición es una revisión del pandeo general de la columna completa. Al colocar crucetas a ciertas distancias en la columna, disminuimos la longitud libre sin arriostrar y por consiguiente la relación de esbeltez disminuye aumentando la capacidad de la columna. Físicamente podríamos mencionar que la cruceta ayuda a que las cuerdas no traten de abrirse ante una carga de compresión como si se tratara de un efecto de confinamiento.

- Factor de ductilidad ó de comportamiento sísmico

Todas las estructuras mayores de esta subestación forman marcos en ambas direcciones¹ pero hay ocasiones que se proyectan estructuras que forman marco en una dirección y en la otra tienen la condición de cantiliver como se indica en la Fig. 116.

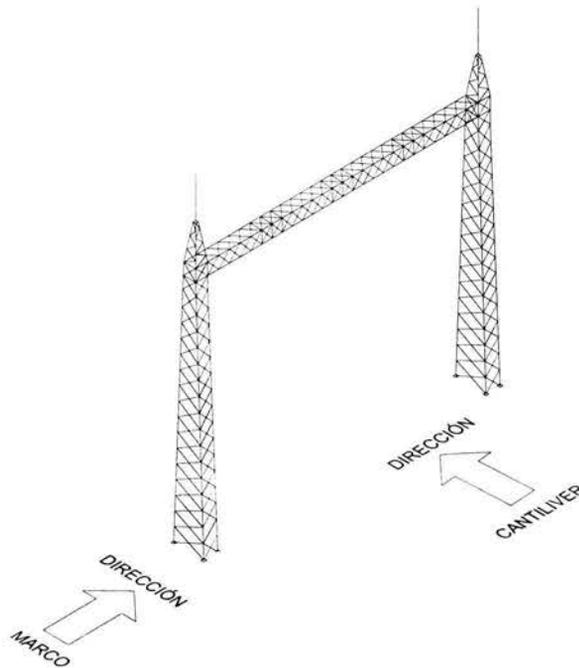


Fig. 116. Marco en cantiliver.

Estos marcos toman el nombre de "remate" y generalmente se encuentran en la entrada ó salida de la subestación hacia las líneas de transmisión (torres). Estas estructuras deben tener un grado de seguridad mayor a las demás estructuras debido a que los claros de los conductores que comunican con la línea de transmisión son generalmente más grandes a los claros dentro de la misma subestación, por consiguiente, corre el riesgo que la estructura pueda colapsarse ó voltearse en la dirección del cantiliver.

(1) Ver plano "ISOMÉTRICO".

Para la revisión por sismo de estas estructuras se recomienda que se utilicen los siguientes factores de ductilidad (Q) para el diseño de la estructura.

$$Q = 1 \quad \text{Dirección del cantiliver}$$

$$Q = 2 \quad \text{Dirección del marco}$$

- Distribución de celosía

Se recomienda que la distribución de la celosía, a menos que realmente se requiera, sea más cerrada en la dirección donde se presenten las cargas más grandes. Como un ejemplo, podemos observar que las tensiones más grandes de los conductores hacia la estructura se presentan en la dirección horizontal por lo que la celosía es más cerrada en la dirección horizontal y más abierta en la dirección vertical como se indica en la Fig.117.

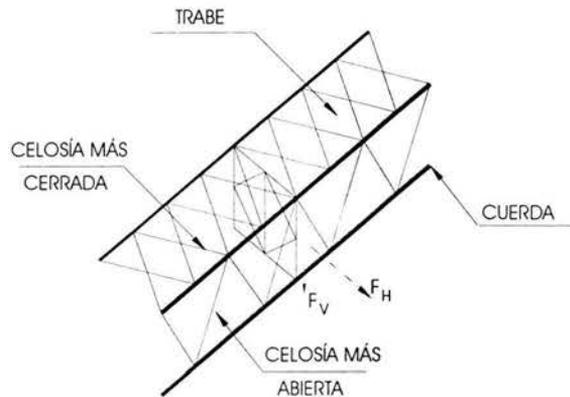


Fig. 117. Distribución de celosía.

Esto nos puede ayudar a controlar los desplazamientos en la zona donde más se requiera además de que puede representar un ahorro en la fabricación y construcción de la estructura.

A continuación se muestran los planos que se editaron con toda la información calculada y que es necesaria para la fabricación y construcción de las estructuras mayores de la subestación Potrerillos.

El plano "Isométrico" (ver Capítulo 1) sirve también como plano de montaje de los elementos estructurales con la identificación de cada una de las columnas y las travesaños así como su orientación y ubicación.

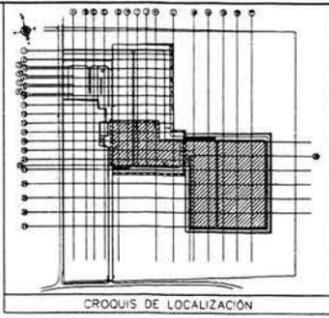
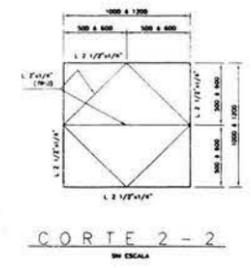
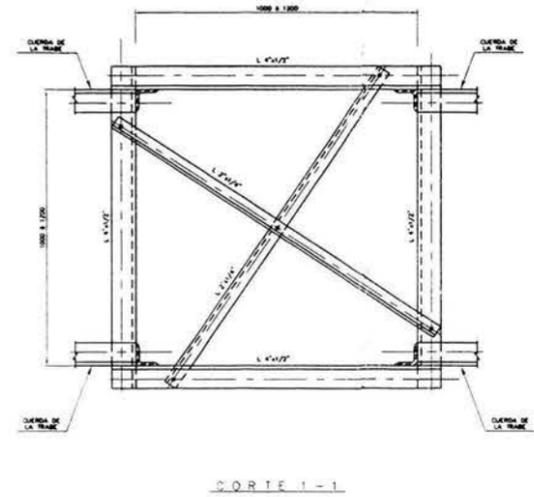
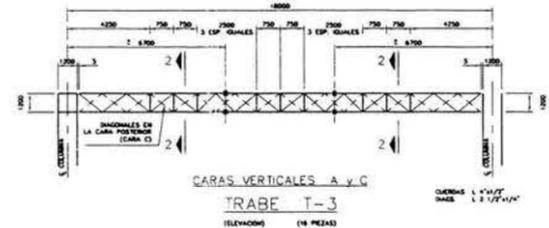
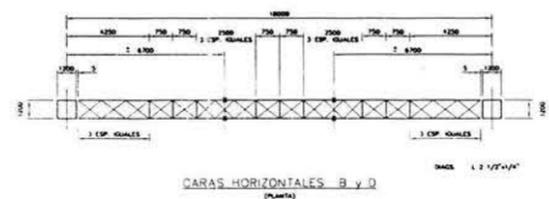
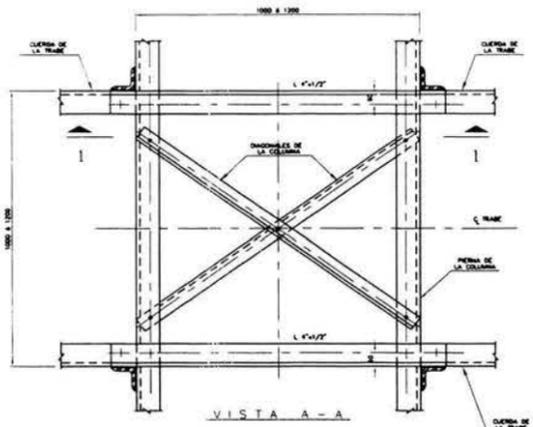
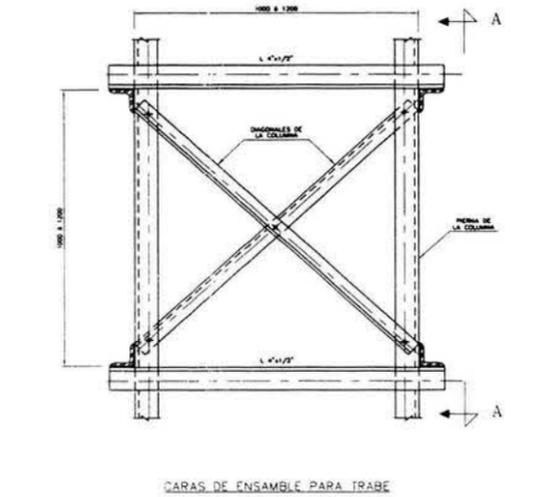
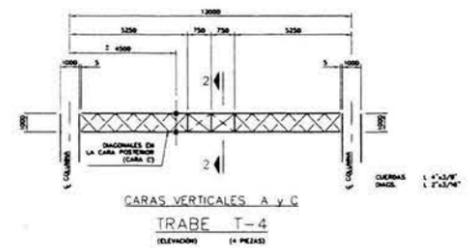
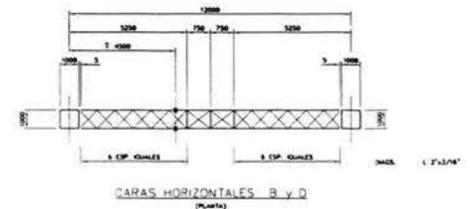
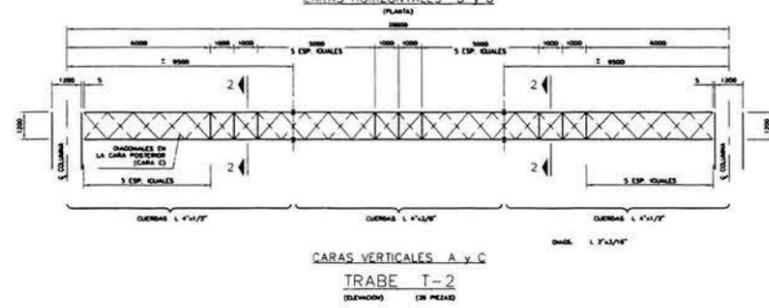
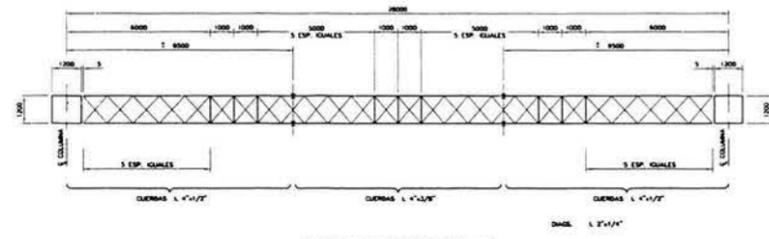
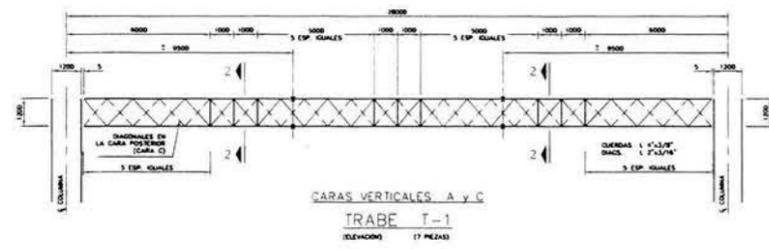
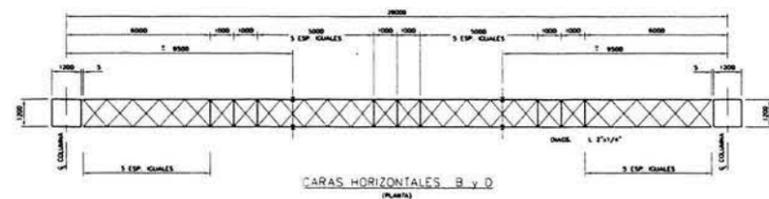
El plano "Travesaños" muestra toda la información de las mismas indicando los tipos, orientación, dimensiones, distribución de celosía y perfiles con sus notas correspondientes.

Los planos "*Columnas 1/2 y 2/2*", al igual que el plano de traveses, muestra toda la información de las columnas indicando los tipos, orientación, dimensiones, distribución de celosía y perfiles con sus notas correspondientes.

Los planos "*Conexiones 1/2 y 2/2*" muestra toda la información de cada uno de los tipos de conexiones utilizadas en estas estructuras como por ejemplo, la de la celosía, los traslapes de las cuerdas tanto en columnas como traveses, conexión traveses-columna, apartarayos, tierras físicas, etc. Además de contener todas las notas necesarias para su fabricación.

El plano "*Anclas y Placas Base*" indica toda la información necesaria de las dimensiones, tipos y ubicación de todas y cada una de las anclas y placas base así como sus notas correspondientes.

El plano "*Cimentación*" muestra una planta general de la zona de ampliación de la subestación con la cimentación de las estructuras mayores. Contiene toda la información de los tipos, dimensiones y ubicación de cada una de las zapatas además de sus notas correspondientes de concreto y tipo de refuerzo.



NOTAS GENERALES

- 1.- ACOTACIONES EN MILIMETROS
- 2.- LAS COTAS SON AL OMBRO
- 3.- VERIFICAR COTAS Y MÓDULO EN CAMPO
- 4.- MATERIALES
 - a) PERFILES LAMINADOS DE ACERO ASTM A-36 CON $f_y = 250 \text{ kg/cm}^2$ (36 KILOPSI)
 - b) LA DESIGNACIÓN DE LOS PERFILES CORRESPONDE A LA DEL MANUAL A.I.S.C. (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION) DE SUA EDICIÓN
- 5.- ESTOS PLANOS MUESTRAN LA GEOMETRÍA BÁSICA DE LA ESTRUCTURA. PERFILES Y CONEXIONES IMPULSAS SE DEBERÁN TOMAR COMO BASE PARA ELABORAR PLANOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE.
- 6.- TANTO LA ESTRUCTURA COMO LA TORNALLERÍA, DEBERÁN GALVANIZARSE POR INMERSION EN CALIENTE, DESPUÉS DE HABER SIDO CORTEADOS Y TALADRADOS. DICHO GALVANIZADO DEBE CUMPLIR CON LAS NORMAS AISC-108-1974, AISC-1143 Y AISC-1153.
- 7.- LA CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE LAS ESTRUCTURAS SE DEBERÁN REALIZAR A LAS NORMAS A.I.S.C. (ULTIMA EDICIÓN)
- 8.- CADA TRABE O COLUMNA COMPLETA, SE DEBERÁ PRESENTAR ANTES DEL GALVANIZADO
- 9.- TODOS LOS LERES Y ACOTACIONES ESTÁN REFERIDOS A E DE TRABES Y COLUMNAS.

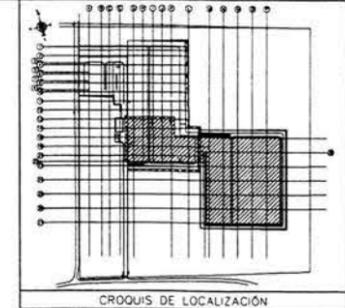
NOTA

- 1.- VER UBICACION Y ORIENTACION DE COLUMNAS EN PLANO "TORNAMONTAJE"
- 2.- VER CONEXIONES MPD EN PLANOS "CONEXIONES 1/2 y 2/2"

SIMBOLOGIA

— MODA REALZADA

TITULO TRABES



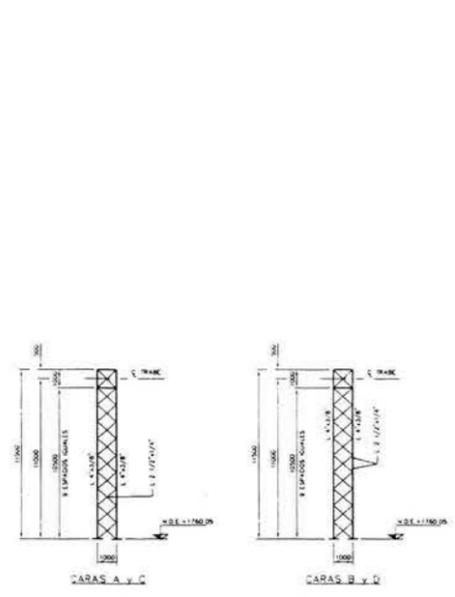
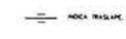
NOTAS GENERALES

- 1.- ADICIONES EN MILIMETROS
- 2.- NIVELES EN METROS
- 3.- LAS COTAS MEDEN AL DIBUJO
- 4.- VERIFICAR COTAS Y NIVELES EN CAMPO
- 5.- MATERIALES
 - 5.1 PERFILES LAMINADOS DE ACERO ASTM A-36 CON 14-2300 kg/cm² (248.12 MPa)
- 6.- LA DESIGNACIÓN DE LOS PERFILES CORRESPONDE A LA DEL MANUAL A.I.C. (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION) ÚLTIMA EDICIÓN
- 7.- ESTOS PLANOS MUESTRAN LA GEOMETRÍA BÁSICA DE LA ESTRUCTURA. PERFILES Y DIMENSIONES TRUCAS SE DEBERÁN TOMAR COMO BASE PARA ELABORAR PLANOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE
- 8.- TANTO LA ESTRUCTURA COMO LA TORNILLERÍA, SERÁN GALVANIZADOS POR INMERSIÓN EN CALIENTE, DESPUÉS DE HABER SIDO CONTADOS Y PALANQUEADOS, DEBEN GALVANIZARSE DEBE CUMPLIR CON LAS NORMAS NSF-11-117A, ASTM A142 Y ASTM A153
- 9.- LA CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE LAS ESTRUCTURAS SE DEBERÁ AJUSTAR A LAS NORMAS A.I.C. (ÚLTIMA VERSIÓN)
- 10.- CADA TRABE O COLUMNA COMPLETA SE DEBERÁ PRESENTAR ANTES DEL GALVANIZADO
- 11.- TODOS LOS CIES Y ADICIONES ESTÁN INTENDIDOS A C/ DE TRABES Y COLUMNAS

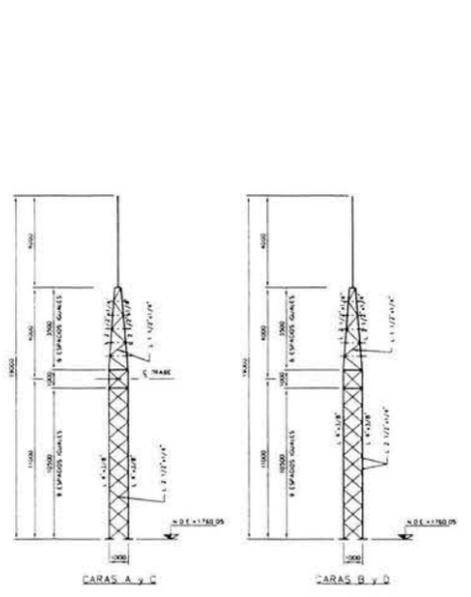
NOTA

- 1.- VER UBICACIÓN Y ORIENTACIÓN DE COLUMNAS EN PLANO "SIMBOLOGÍA"
- 2.- VER CONEXIONES TIPO EN PLANOS "CONEXIONES 1/2 Y 2/2"

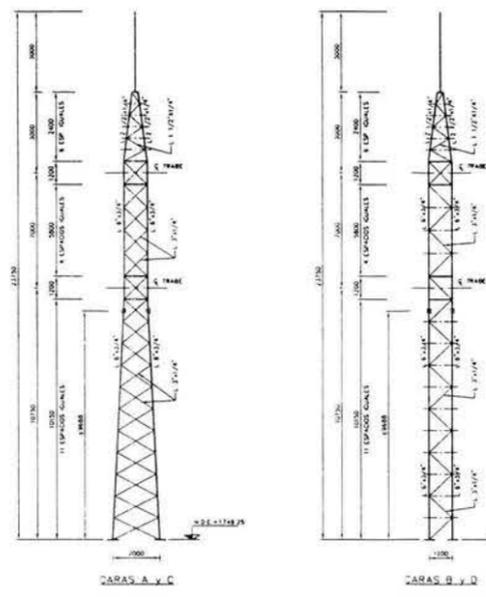
SIMBOLOGÍA



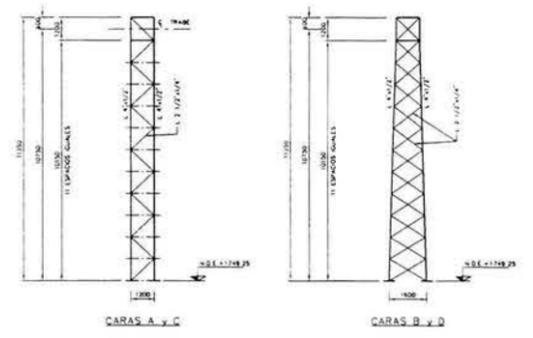
COLUMNNA C-7
(2 PIEZAS)



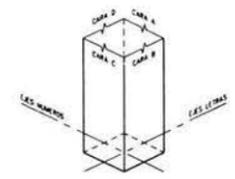
COLUMNNA C-8
(2 PIEZAS)



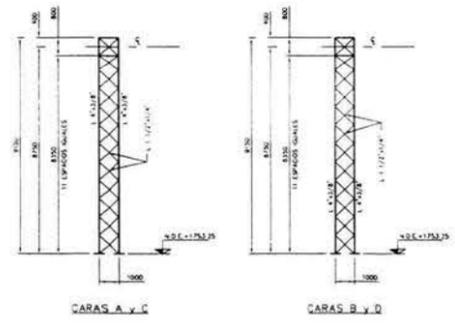
COLUMNNA C-9
(2 PIEZAS)



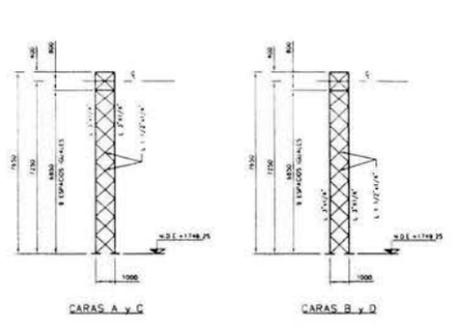
COLUMNNA C-10
(2 PIEZAS)



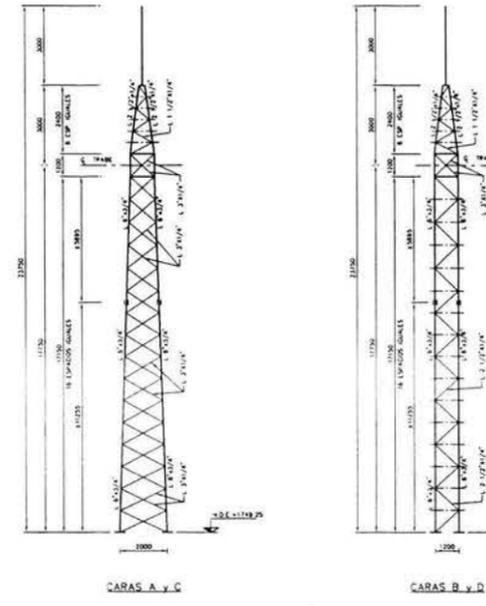
ORIENTACIÓN DE COLUMNAS
C-7, C-8, C-9, C-10, C-11, C-12 Y C-13
50% ESCALA



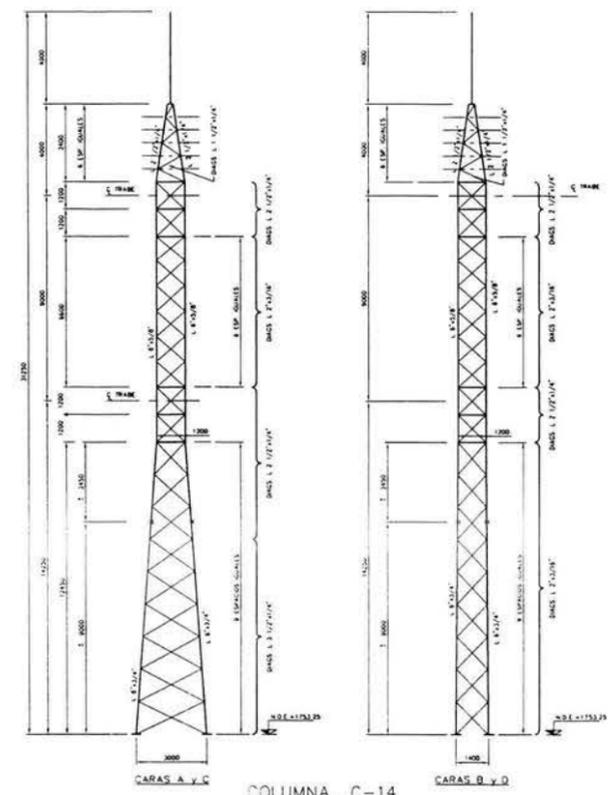
COLUMNNA C-11
(2 PIEZAS)



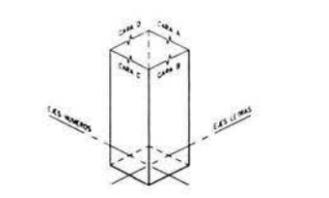
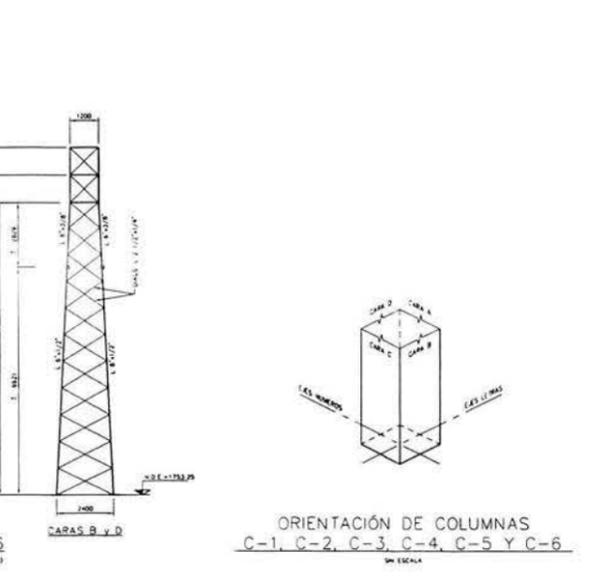
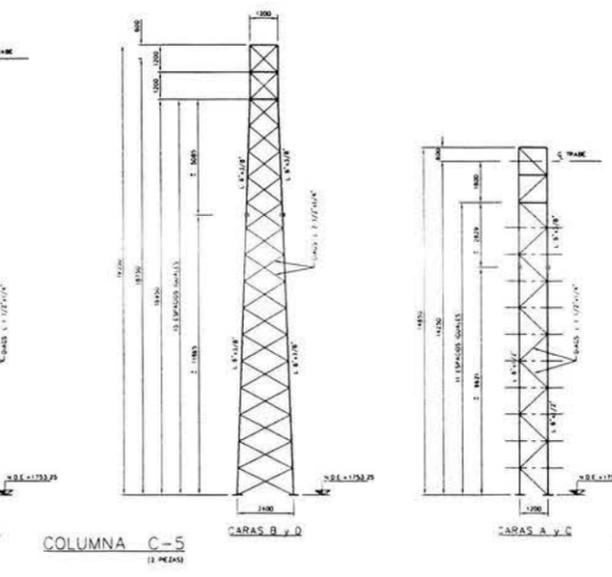
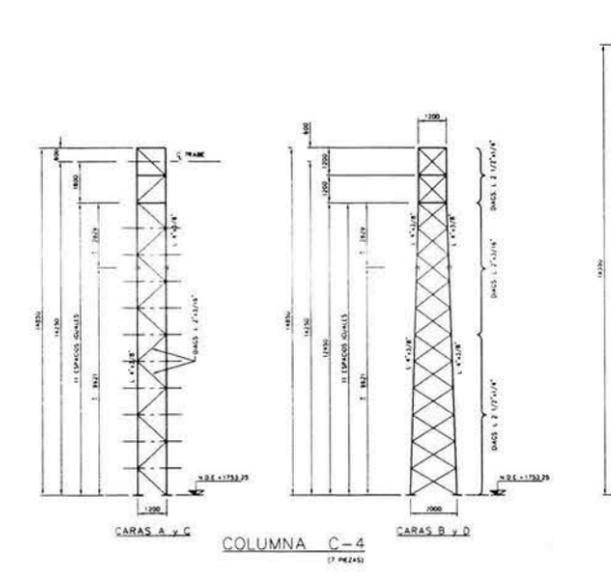
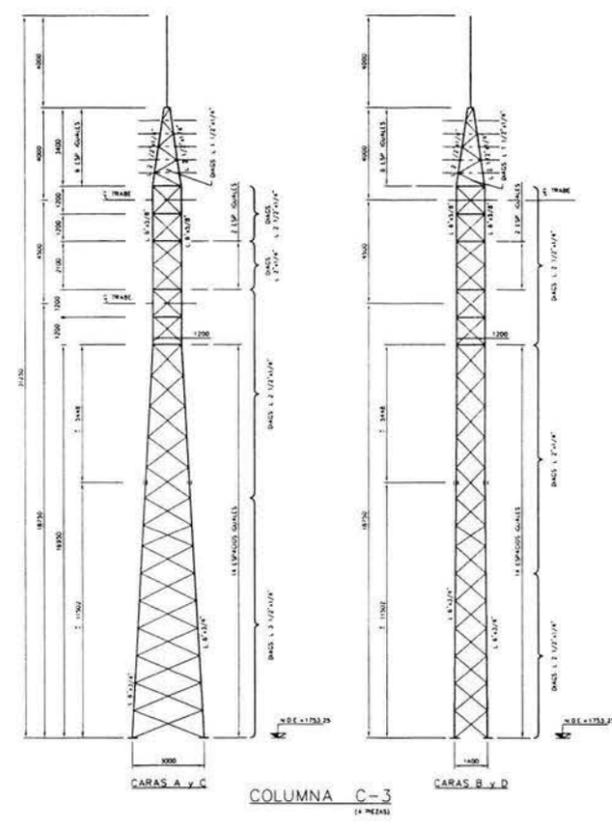
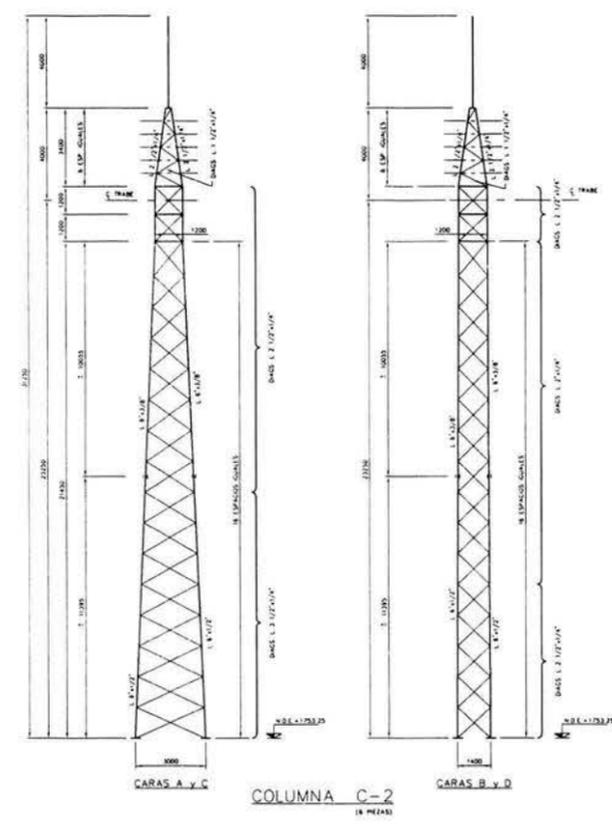
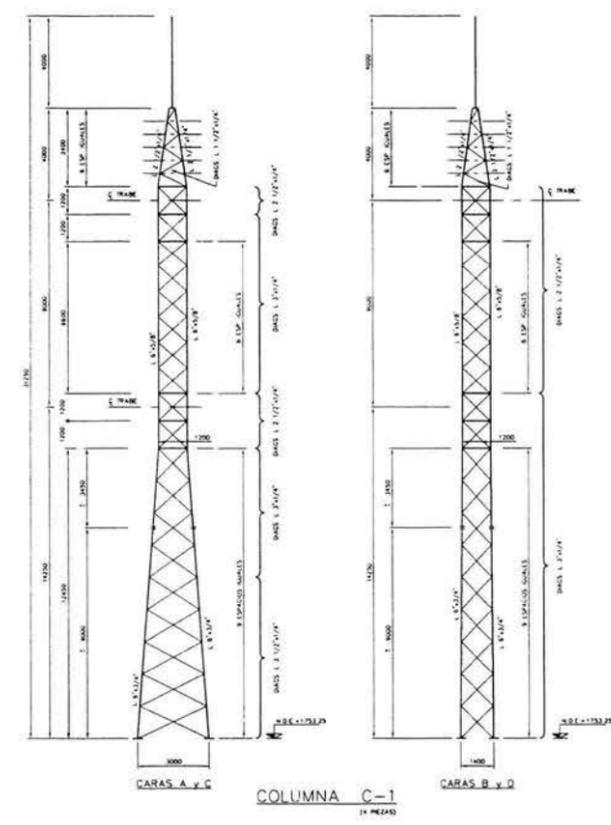
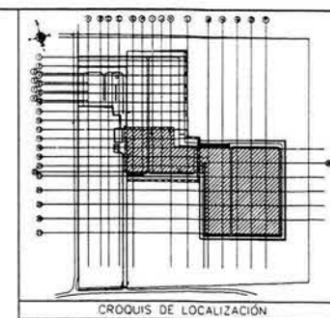
COLUMNNA C-12
(2 PIEZAS)



COLUMNNA C-13
(2 PIEZAS)



COLUMNNA C-14
(2 PIEZAS)



ORIENTACIÓN DE COLUMNAS
C-1, C-2, C-3, C-4, C-5 Y C-6
EN ESCALA

NOTAS GENERALES

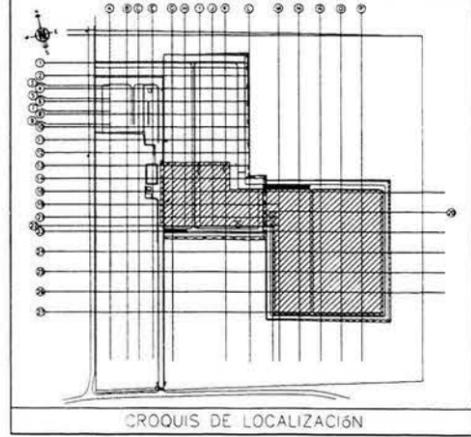
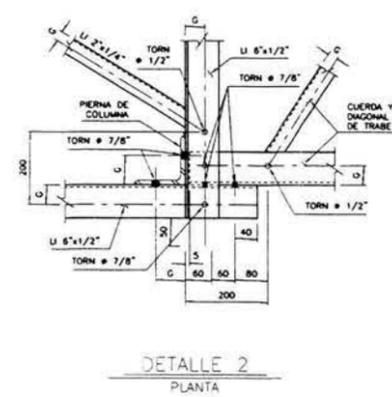
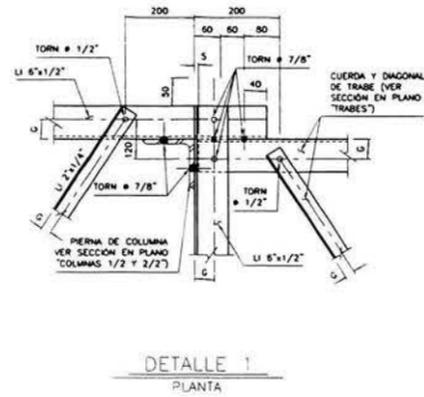
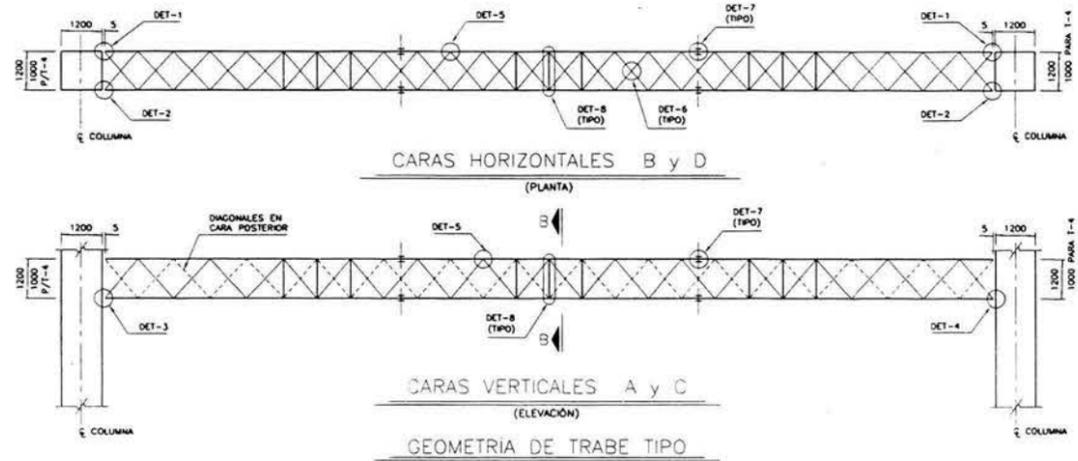
- 1.- ADICIONES EN VALORES EXCEPTO HOQUEAS
- 2.- MUELES EN METROS
- 3.- LAS COTAS HACEN AL DIBUJO
- 4.- VERTICAR COTAS Y MUELES EN CAMPO
- 5.- MATERIALES
 - 6.- PERFILES LUMINADOS DE ACERO ASTM A-36 CON 1/4" (6.35) RAÍZ
 - 7.- LA DESIGNACIÓN DE LOS PERFILES CORRESPONDE A LA DEL MANUAL A.I.S.C. (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION) ÚLTIMA EDICIÓN
 - 8.- ESTOS PLANOS MUESTRAN LA GEOMETRÍA BÁSICA DE LA ESTRUCTURA. PERFILES Y CONEXIONES TÍPICAS SE DEBERÁN TOMAR COMO BASE PARA ELABORAR PLANOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE
 - 9.- TANTO LA ESTRUCTURA COMO LA TORNILLERÍA SERÁN GALVANIZADOS POR INMERSIÓN EN CALIENTE, DESPUÉS DE HABER SIDO CONTADOS Y MEDIDOS, DEBEN GALVANIZARSE DEBE CUMPLIR CON LAS NORMAS AWS-A1.1, AWS-A1.2 Y AWS-A1.3
 - 10.- LA CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE LAS ESTRUCTURAS SE DEBERÁ SUJETA A LAS NORMAS A.I.S.C. (ÚLTIMA VERSIÓN)
 - 11.- CADA TRABE O COLUMNA COMPLETA SE DEBERÁ PRESENTAR ANTES DEL GALVANIZADO
 - 12.- TODOS LOS LÍNEAS Y ADICIONES ESTÁN REFERIDAS A E Y DE TRABES Y COLUMNAS

NOTA

- 1.- VER UBICACIÓN Y ORIENTACIÓN DE COLUMNAS EN PLANO "SOMEROS"
- 2.- VER CONEXIONES TÍPICAS EN PLANOS "SOMEROS 1/2 Y 3/2"

SIMBOLOGÍA

— HOQUEA TRASLAPADA



NOTAS GENERALES DE ACERO

- 1.- ACOTACIONES EN MILIMETROS, EXCEPTO INDICADAS.
- 2.- NIVELES EN METROS.
- 3.- LAS COTAS SIGEN AL DIBUJO.
- 4.- VERIFICAR COTAS Y NIVELES EN CAMPO.
- 5.- MATERIALES
 - a) PERFILES LAMINADOS, PLACAS DE CONEXIÓN Y ANCLAS DE ACERO ASTM A-36 CON $F_y=250$ kg/cm².
 - b) SOLDADURA CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-70 SEGUN AWS.
 - c) TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA ASTM A-325 TIPO 1 APRIETADOS DE ACUERDO CON LAS NORMAS AISI VICENTIS (VER TABLA DE TORNILLOS).
 - d) LAS TUERCAS SERAN DE ACERO ASTM A563.
 - e) ROLDANA PLANA ENDURECIDA DE ACERO ASTM F436.
 - f) LOS BARREROS SERAN 1/16" MAS GRANDES QUE EL DIAMETRO DEL TORNILLO.
- 6.- TODOS LOS TORNILLOS DESPUES DE APRIETADOS DEBERAN QUEDAR 3 HILOS COMO MINIMO.
- 7.- TODOS LOS TORNILLOS DEBERAN LLEVAR TUERCA Y ROLDANA DE PRESION.
- 8.- LA DESIGNACION DE LOS PERFILES CORRESPONDE A LA DEL MANUAL A.I.S.C. (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION), ULTIMA EDICION.
- 9.- ESTOS PLANOS MUESTRAN LA GEOMETRIA BASICA DE LA ESTRUCTURA, PERFILES Y CONEXIONES TYPICAS, SE DEBERAN TOMAR COMO BASE PARA ELABORAR PLANOS DE FABRICACION Y MONTAJE.
- 10.- TANTO LA ESTRUCTURA COMO LA TORNILLERIA, SERAN GALVANIZADOS POR INMERSION EN CALIENTE, DESPUES DE HABER SIDO CORTADOS Y TALADRADOS, DICHO GALVANIZADO DEBE CUMPLIR CON LAS NORMAS MIL-H-17574, ASTM A143 Y ASTM A123.
- 11.- EL MORTERO ESTABILIZADOR DE VOLUMEN (DROUT) DEBERA COLOCARSE INMEDIATAMENTE DESPUES DE MONTADA LA COLUMNA METALICA POSTERIOR AL PLOMO Y NIVELACION DE LA MISMA.

SIMBOLOGIA

- N.O.E. = NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA
- N.T.C. = NIVEL TOPE DE CONCRETO
- N.P.T. = NIVEL DE PISO TERMINADO
- N.T.A. = NIVEL TOPE DE ACERO

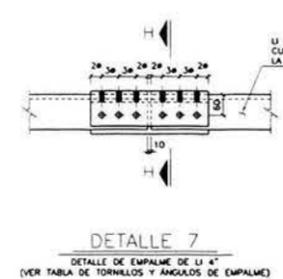
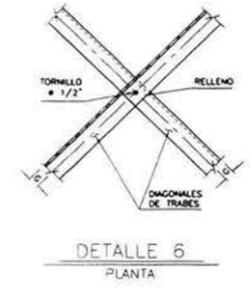
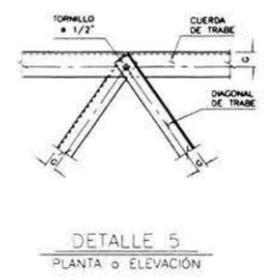
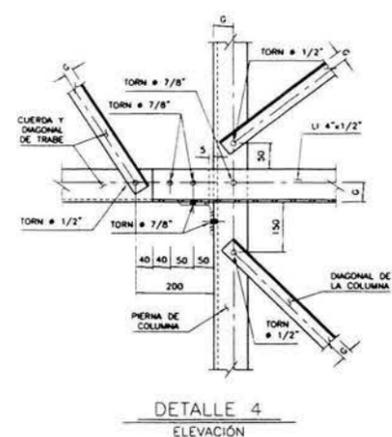
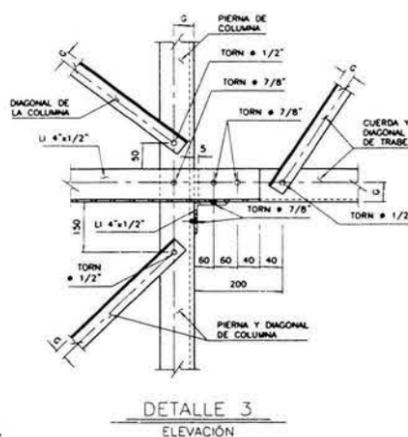


TABLA DE TORNILLOS Y ANGULOS DE EMPALME

PIERNA DE COLUMNA	CASQUILLO	TORNILLOS
U 4"x1/2"	2 U 4"x3/8"	12 # 5/8"
U 4"x3/8"	2 U 4"x1/4"	16 # 5/8"

CORTE H-H

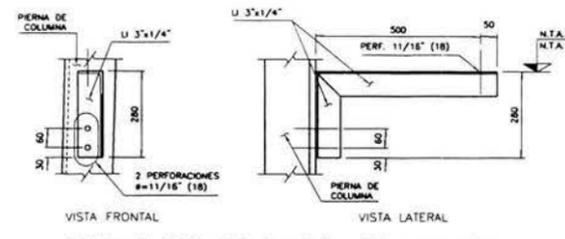


TABLA DE LOCALIZACIÓN DE PERFORACIONES PARA LUMINARIAS EN COLUMNAS

COLUMNA ENTRE E.E.S.	LOCALIZACIÓN EN PIERNA DE COLUMNAS
ZONA DE 400 kv	
18-M	C y D
18-R	C y D
18-P	C
20-N	A, B y C
23-M	B y D
24-N	A, C y D
24-P	D
25-M	B y D
25-R	A, B, C y D
25-P	B y D
26-N	A, B y C
26-P	B
27-M	B
ZONA DE 230 kv	
18-G	D
18-I	C
18-K	D
21-G	B

APRIETE (TORQUE) EN LIBRAS-PIE, Y KGS-M QUE SE REQUIEREN EN EL TORNILLO A-325 AL EMPLLEARSE EN LAS ESTRUCTURAS DE ACERO.

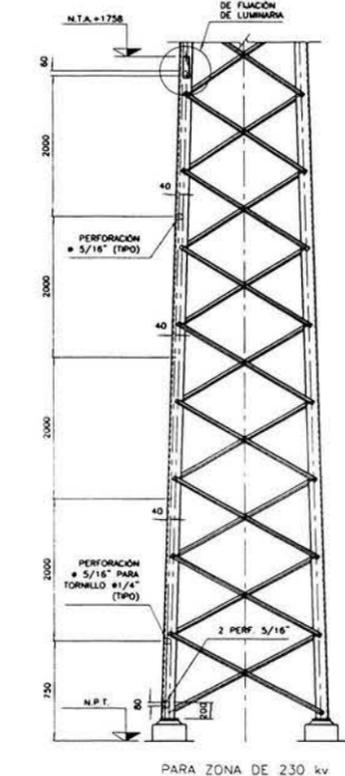
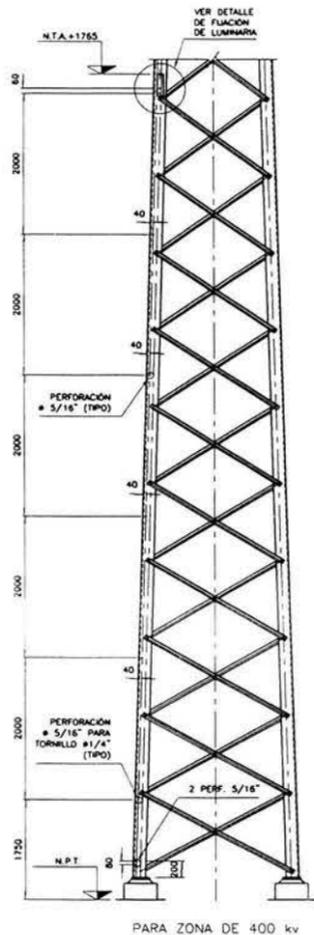
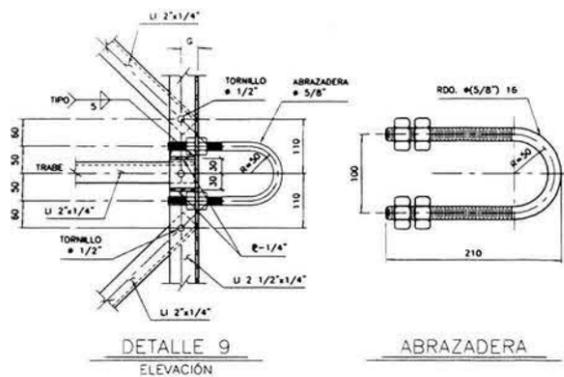
A-325

DIAMETRO DEL TORNILLO EN PULGADAS						
1/2	5/8	3/4	7/8	1	1-1/8	1-1/4
80	160	284	420	632	848	1196
11.04	22.08	39.28	58.08	87.36	116.64	165.36
						kg-m

NOTA IMPORTANTE:
1.- VER SECCIONES DE PERFILES EN EL PLANO "TRABES"

TABLA DE GRAMILES (G)

ANGULOS DE	G (mm)
U 1 1/2"	20
U 2"	30
U 2 1/2"	35
U 3"	45
U 3 1/2"	50
U 4"	60
U 6"	90

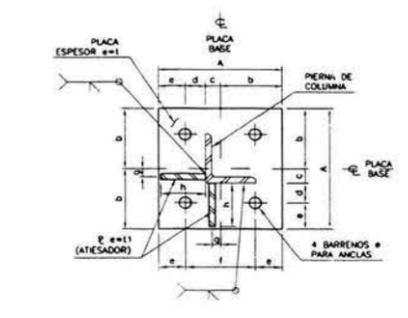


PREPARACION DE PERFORACIONES PARA FIJACION DE TUBO CONDUIT Y LUMINARIAS

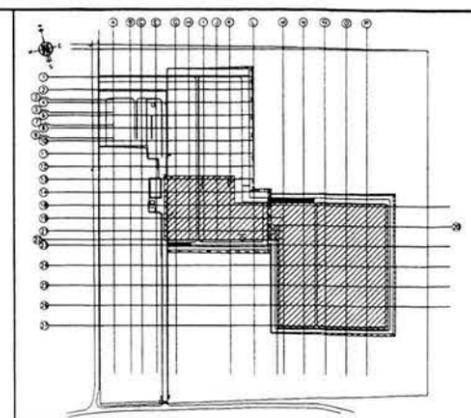
NOTA:
LAS PERFORACIONES PARA EL TUBO CONDUIT OMBICAMENTE SON EN UNA PIERNA DE LA COLUMNA.

TITULO: CONEXIONES_2/2

TABLA DE DIMENSIONES DE PLACAS BASE														
PLACA BASE	ANGULO	A (mm)	b (mm)	c (mm)	d (mm)	e (mm)	f (mm)	g (mm)	h (mm)	i (mm)	J (mm)	BARRENO # (mm)	# PIEZAS	TIPO DE ANCLAS
PB-1	L 6"x3/4"	370	38 (1 1/2")	185	45	60	80	210	25	135	19	35	50	AN-1
PB-2	L 6"x1/2"	370	44.5 (1 3/4")	185	45	60	80	210	25	135	13	35	24	AN-1
PB-3	L 4"x3/8"	250	32 (1 1/4")	125	36	42	45	160	10	80	10	22	28	AN-2
PB-4	L 6"x1/2" L 6"x3/8"	370	41.3 (1 5/8")	185	45	60	80	210	25	135	13	35	16	AN-1
PB-5	L 4"x1/2"	370	20.6 (13/16")	185	30	75	80	210	20	135	13	28	32	AN-3
PB-6	L 5"x1/4"	250	20.6 (13/16")	125	20	45	60	130	14	105	76	19	16	AN-4
PB-7	L 4"x3/8"	200	23.8 (15/16")	100	30	50	40	120	22	80	10	19	20	AN-4
PB-8	L 6"x3/4"	370	49.2 (1 5/8")	185	45	60	80	210	25	135	19	35	8	AN-1
PB-9	L 6"x3/4"	370	41.3 (1 5/8")	185	45	60	80	210	25	135	19	35	24	AN-1



DETALLE DE PLACA BASE
SIN ESC. VER TABLA DE DIMENSIONES DE PLACAS BASE ACOT. cm.

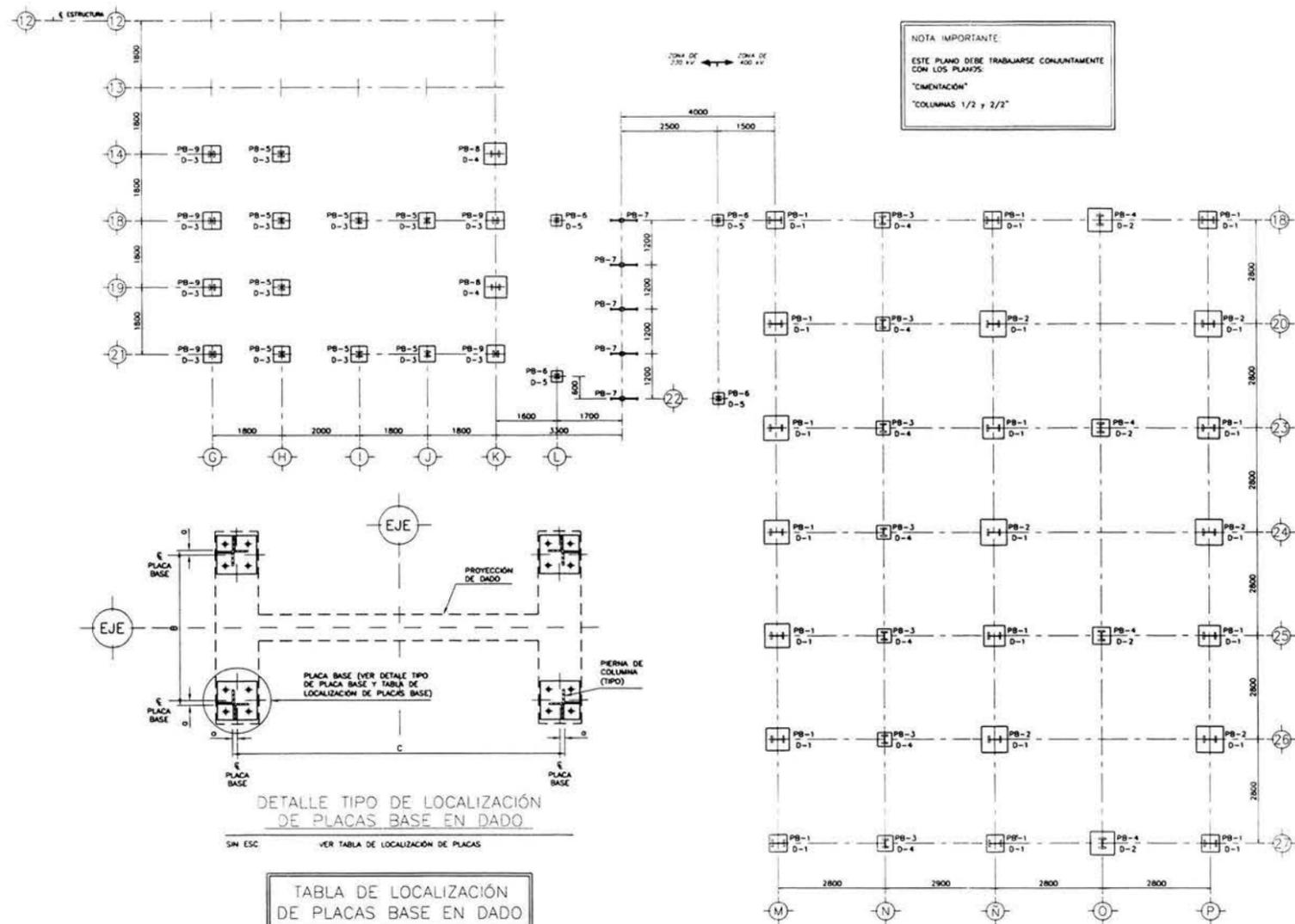


CROQUIS DE LOCALIZACIÓN
NOTAS GENERALES DE ACERO

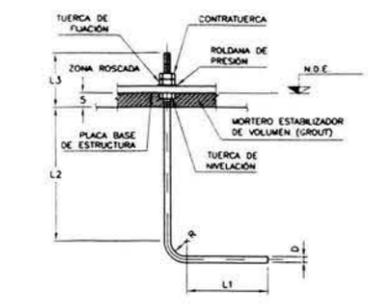
- 1- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- 2- NIVELES EN METROS.
- 3- LAS COTAS Hacen AL DIBUJO.
- 4- VERIFICAR COTAS Y NIVELES EN CAMPO.
- 5- TODAS LAS PLACAS BASE SERAN DE ACERO ASTM-A36 CON UN Fy MINIMO DE 2530 Kg/cm².
- 6- LAS ANCLAS SERAN DE ACERO A315 C-1018 COLD DRWIN CON UN Fy MINIMO DE 4222 Kg/cm².
- 7- LAS ANCLAS SE COLOCARAN CON PLANTILLA, NUNCA A MANO.
- 8- PERFILES LAMINADOS DE ACERO ASTM-A36 CON UN Fy MINIMO DE 2530 Kg/cm².
- 9- LA DESIGNACION DE LOS PERFILES CORRESPONDE A LA DEL MANUAL AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION) ULTIMA EDICION.
- 10- TODAS LAS ANCLAS LLEVARAN UNA CONTRATUERCA DE NIVELACION.
- 11- LA SOLDADURA SERA CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-70 SEGUN AWS.
- 12- LAS TUERCAS SERAN DE ACERO ASTM A563.
- 13- LA ROLDANA PLANA ENDURECIDA SERA DE ACERO ASTM F436.
- 14- EL APRIETE DE LAS ANCLAS SE REALIZARA DE ACUERDO A LAS NORMAS AISC VICENTES ESTAS DEBERAN LLEVAR UNA TUERCA DE NIVELACION, ROLDANA PLANA, TUERCA DE SUELO Y CONTRATUERCA.
- 15- LAS PLACAS BASE COMO LAS ANCLAS DEBERAN SER GALVANIZADAS POR INMERSION EN CALIENTE, DESPUES DE HABER SIDO CORTADAS Y TALADRADAS, DICHO GALVANIZADO DEBE CUMPLIR CON LAS NORMAS AWS-H-1074, ASTM A113 Y ASTM A123.
- 16- EL MORTERO ESTABILIZADOR DE VOLUMEN (GROUT) DEBERA COLOCARSE INMEDIATAMENTE DESPUES DE MONTAR LA COLUMNA METALICA POSTERIOR AL PLOMO Y NIVELACION DE LA MESMA.

SIMBOLOGIA

- N.D.E. NIVEL DE DESPLANTE DE ESTRUCTURA
- N.T.C. NIVEL TOPE DE CONCRETO

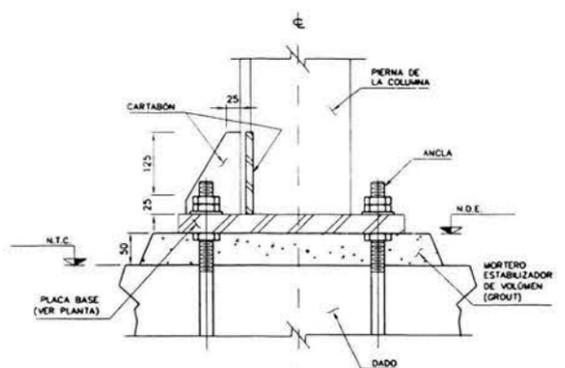


NOTA IMPORTANTE:
ESTE PLANO DEBE TRABAJARSE CONJUNTAMENTE CON LOS PLANOS:
"CIMENTACION"
"COLUMNAS 1/2 y 2/2"



ANCLA (TIPO)
SIN ESC. VER TABLA DE ANCLAS

TABLA DE ANCLAS						
TIPO	D (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	R (mm)	NÚMERO DE PIEZAS
AN-1	31.8	400	931	140	130	528
AN-2	19.1	250	421	120	60	112
AN-3	25.4	350	724	130	80	128
AN-4	16	200	339	120	50	80



ELEVACION DE PLACA BASE (TIPO)
SIN ESC. VER TABLA DE ANCLAS ACOT. cm.

TABLA DE LOCALIZACIÓN DE PLACAS BASE EN DADO				
DADO	B (mm)	C (mm)	o (mm)	TIPO DE PLACA BASE
D-1	1400	3000	45	PB-1
D-1	1400	3000	45	PB-2
D-4	1200	2000	30	PB-3
D-2	1200	2400	45	PB-4
D-5	1000	1000	21	PB-6
D-3	1200	1200	30	PB-5
D-3	1200	1200	45	PB-1
D-4	1200	2000	45	PB-1
D-4	1200	1200	45	PB-8
D-3	1200	1200	45	PB-9

PLANTA DE LOCALIZACIÓN DE PLACAS BASE Y ANCLAS
SIN ESC. ACOT. cm.

TITULO ANCLAS_Y_PLACAS_BASE

CONCLUSIÓN

El diseño de las estructuras mayores para una subestación eléctrica, requiere de ciertos conocimientos de análisis y diseño por parte del ingeniero para proyectar estructuras funcionales y seguras; ya que un error en el diseño, provocaría el colapso y cuantiosas pérdidas económicas por falta del suministro de energía eléctrica para los usuarios.

Hoy en día existen programas de cómputo muy potentes que pueden ser utilizados para llevar a cabo el análisis estructural, como en este trabajo, de una manera tridimensional apagándose más a la realidad, e incluso el mismo programa lleva a cabo también el diseño de la estructura, pero desafortunadamente el programa no razona, por lo que se tiene que saber muy bien qué teorías utiliza el programa para el análisis y con que criterios diseña la estructura.

El principal objetivo para este trabajo, es exponer los criterios de análisis, de forma práctica, para el diseño de este tipo de estructuras ya que no son estructuras muy comunes y sólo son utilizadas para cumplir cierta función; debido a esto; la información es muy escasa. El objetivo pretende cumplirse en esta investigación al ser éste una herramienta importante de consulta para el ingeniero estructurista que en algún momento de su vida profesional, se pueda llegar a trabajar con el diseño de esta clase de estructuras.

Es importante mencionar que los criterios expuestos, son los principales para el diseño de estas estructuras, pueden adicionarse más estados de carga o realizar tantas combinaciones como sea posible, claro, todo va a depender de las condiciones reales a las que va estar expuesta la estructura durante su vida útil.

Así mismo se recomienda abundar mas sobre este tema ya que lo expuesto es este trabajo, sólo se concentra en el desarrollo de un proyecto en específico, y en la realidad ningún proyecto es similar por mucho que se le parezca. Al final se da una lista de referencias donde se puede consulta más sobre el tema.

Queda a consideración del consultor de este trabajo saber que conceptos expuestos pueden seguir aplicando a otros proyectos y cuales pueden ser eliminados o adicionar nuevos conceptos que no parezcan en este trabajo.

REFERENCIAS

- * **American Institute of Steel Constructions, AISC.** *Load and Resistance Factor Design Specification, for Structural Steel Buildings.* December 27, 1999.
- * **American Institute of Steel Constructions, AISC.** *Column Base Plates.*
- * **American Society of Civil Engineers ASCE,** *Guide for Design of Steel Transmission Towers,* Second Edition. 1988
- * **Charles G. Salmon, John E. Johnson,** *Steel Structures, Design and Behavior,* Harper Collins College Publishers, Fourth Edition. 1996.
- * **Manual de Diseño de Obras Civiles. C. F. E.** *Diseño por Viento.* 1993
- * **Manual de Diseño de Obras Civiles. C F E.** *Diseño por Sismo.* 1993
- * **Manual de Diseño de Obras Civiles, Estructuras. C. F. E.** *Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica.* 1983
- * **Omer W. Blodgett,** *Design of Welded Structures.* The James F. Lincoln ARC Welding Foundation, Cleveland, Ohio. 1996
- * **Soto Rodríguez Héctor y Ma. Elena Maldonado Porras.** *Diseño de Estructuras Metálicas, Volúmenes I y II.* Primera edición. 2000.

ANEXO

A continuación se presentan una serie de fotos tomadas en campo y en taller de la fabricación y montaje de una estructura en celosía.

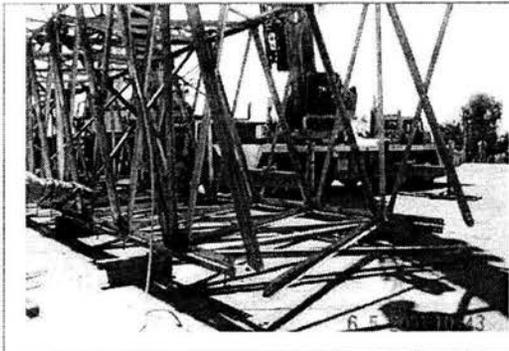


Fig.1 Columna en campo lista para su montaje.



Fig.2 Realizando las preparaciones para el levantamiento de la columna.

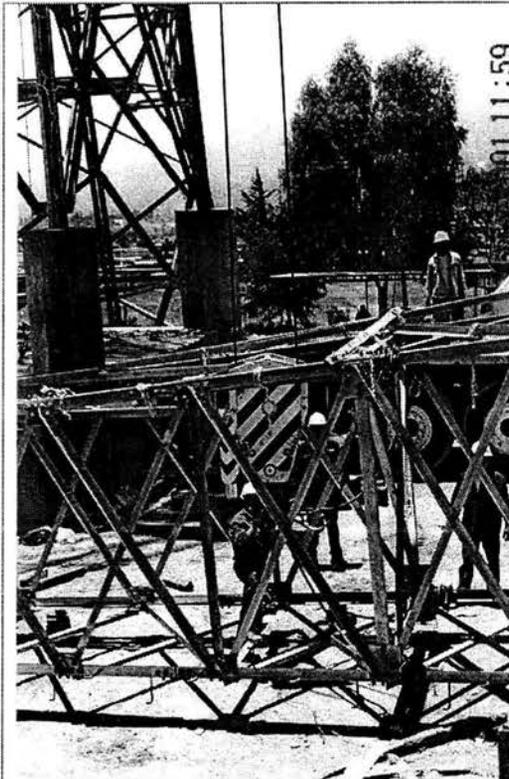


Fig.3 Otra vista de las preparaciones para el levantamiento de la columna.

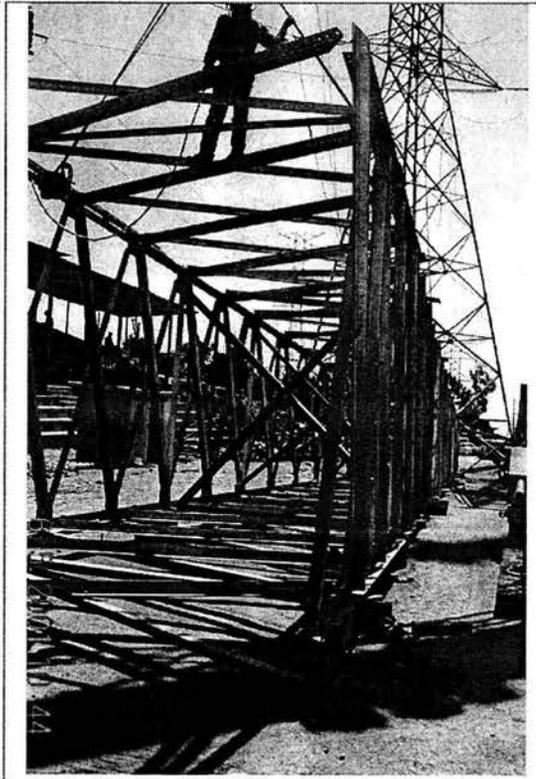


Fig.4 Dando las indicaciones para su levantamiento.

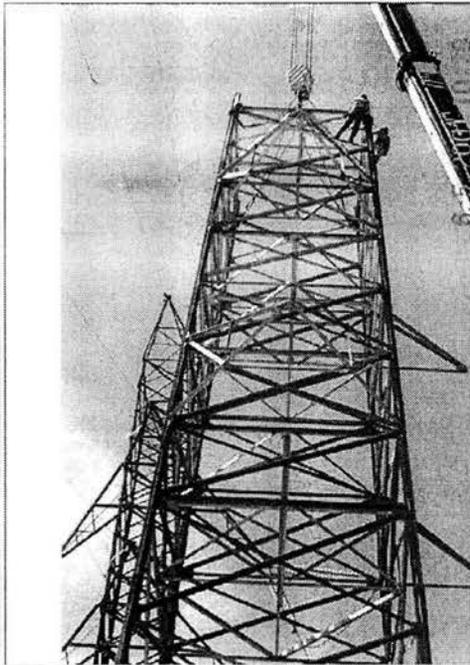


Fig. 5 Levantamiento de la columna con la pluma.

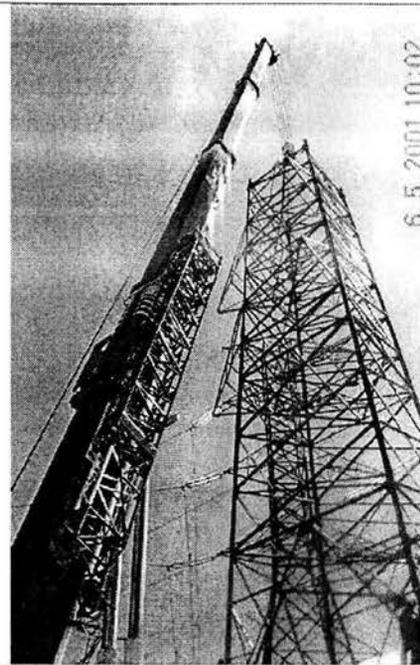


Fig. 6 Colocación de la columna en su posición.

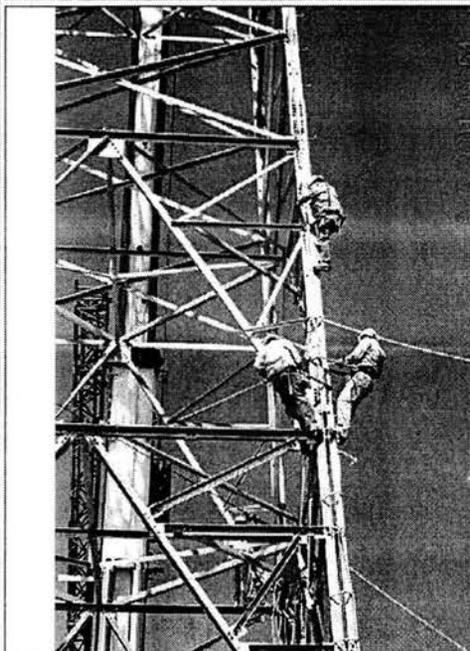


Fig. 7 Maniobras en la conexión del empalme de la columna.

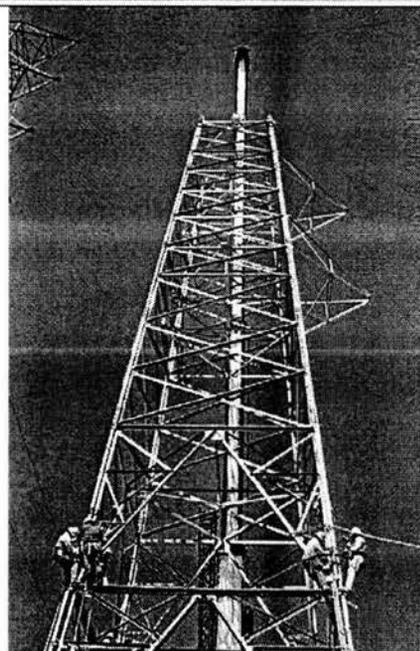


Fig. 8 Otra vista de las maniobras en las conexiones del empalme en la columna.

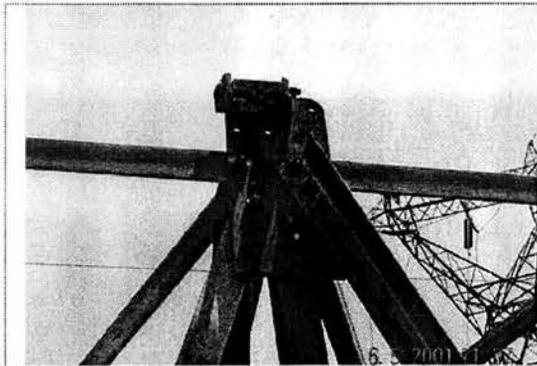


Fig. 9 Un detalle de la conexión de la celosía

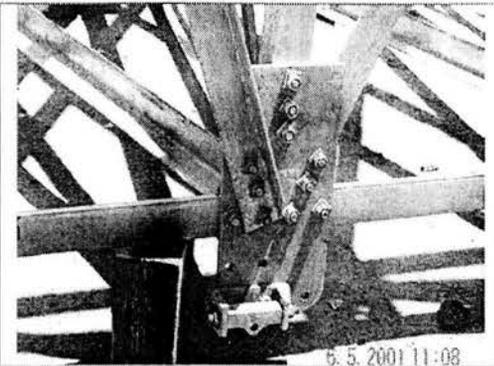


Fig. 10 Otra vista de la conexión de la celosía.

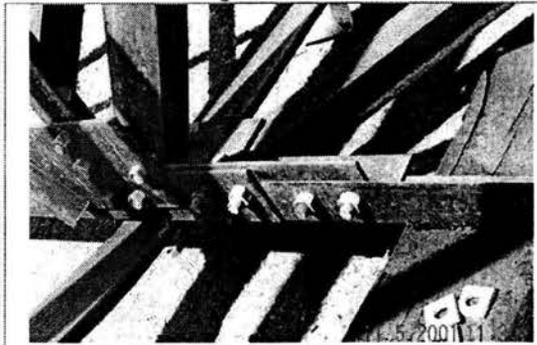


Fig. 11 Conexión de empalme de una cuerda.

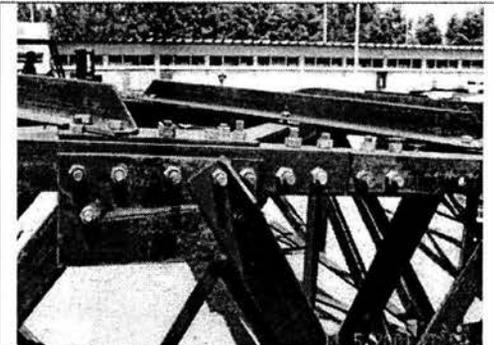


Fig. 12 Colocación de una placa para su fácil conexión de las diagonales con la cuerda.

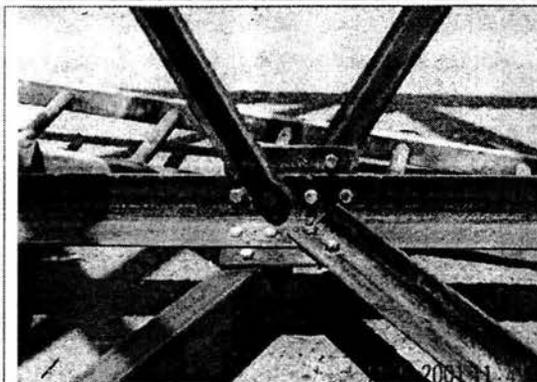


Fig. 13 Conexión de las diagonales con la cuerda.

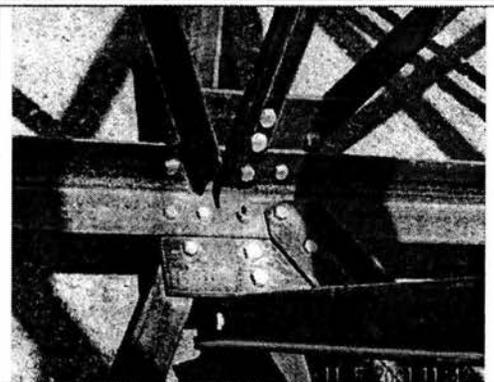


Fig. 14 Otra vista de la conexión de la celosía.



Fig. 15 Detalle de una conexión de placa base.

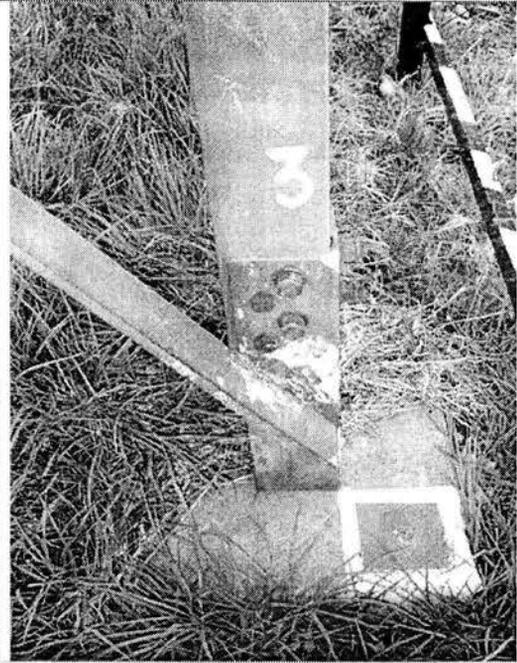


Fig. 16 Detalle de otro tipo de conexión de la estructura con la cimentación.



Fig. 17 Ensamblado de la estructura en taller.

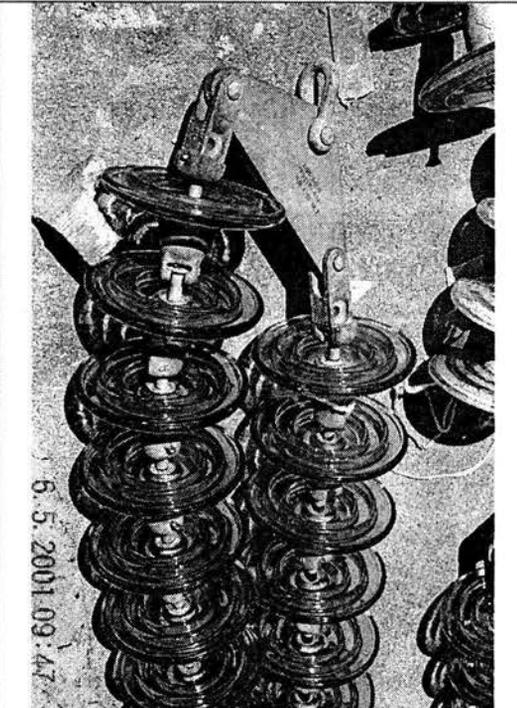


Fig. 18 Un tipo de cadena de aisladores utilizadas en este tipo de estructuras.

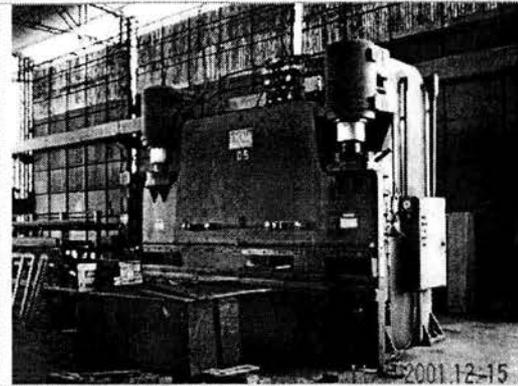


Fig. 19 Un tipo de máquina perforadora utilizada en taller para la fabricación.

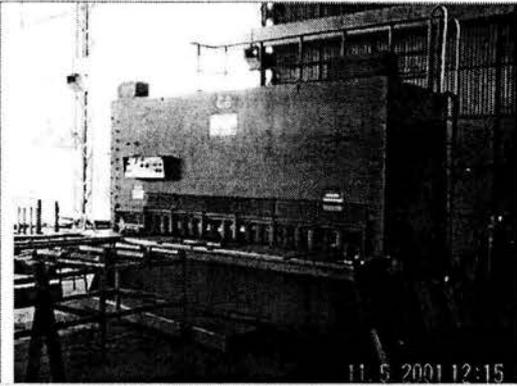


Fig. 20 Un tipo de máquina cortadora.

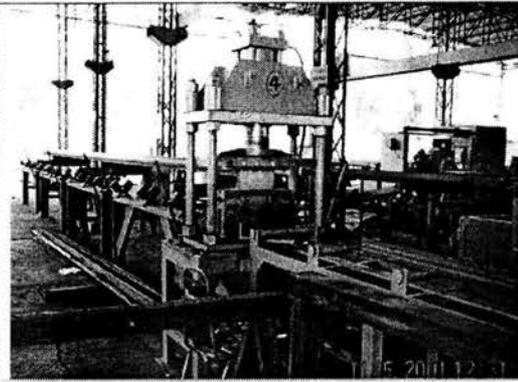


Fig. 21 Máquina cortadora mecanizada para perfiles en ángulos.

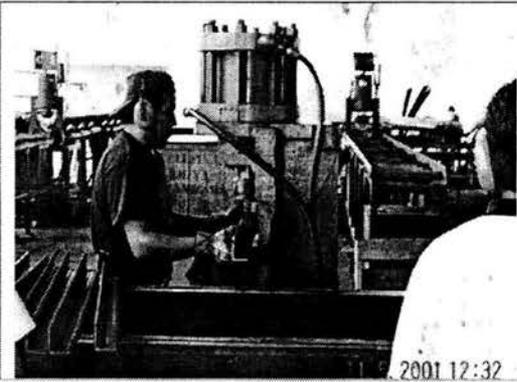


Fig. 22 Proceso de corte manual.

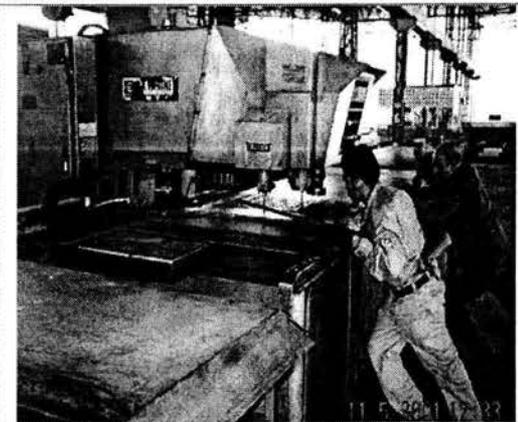


Fig. 23 Maniobras para el corte de una placa.



Fig. 24 Proceso de barrenación en ángulos.



Fig.25 Proceso de apriete de los tornillos.



Fig. 27 Una vista del taller donde se fabrican las estructuras para su montaje.



Fig. 28 Otro tipo de conexión utilizada para placas base con ángulos en estrella soldados y barrenados listos para su montaje.

APÉNDICE

APÉNDICE 1

APÉNDICE 2

APÉNDICE 3

APÉNDICE 4

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

S. E. POTRERILLOS BANCO 2
 No. DE OBRA: 6J5U2
 IC: NSA99157 C011E0001

REVISIÓN: 0
 FECHA REV: 11/ABR/2002
 HOJA 1 DE 4

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

La subestación Potrerillos es una subestación de transmisión actualmente en operación comercial con las siguientes características:

- Un banco de transformación de 100 MVA's formado por tres Autotransformadores monofásicos de 33 MVA cada uno con tensiones de 230/115/13.8 kV y otro de reserva de la misma capacidad y relación de voltaje que los anteriores.
- Cuatro alimentadores en 230 kV para las líneas de transmisión que enlazan a la subestación Potrerillos con las subestaciones León II (circuitos 1 y 2) y León III (circuito 1 y 2).
- Cuatro alimentadores en 115 kV para las líneas de transmisión que enlazan a la subestación Potrerillos con las subestaciones La Mora, San Francisco, El Toro y Jesús Del Monte.

El nivel de 230 kV tiene un arreglo de barras de interruptor y medio (arreglo en "U") y en el nivel de 115 kV tiene un arreglo de barras de Barra Principal y Barra de Transferencia.

La presente ampliación consiste en:

- Un banco de transformación de 375 MVA's formado por tres Autotransformadores monofásicos de 125 MVA cada uno con tensiones de 400/230/34.5 kV y otro de reserva de la misma capacidad y relación de voltaje que los anteriores.
- Dos alimentadores en 400 kV para las líneas de transmisión que enlazan a la subestación Potrerillos con la subestación Salamanca II (circuitos 1 y 2).

El nivel de 400 kV tendrá un arreglo de barras de interruptor y medio (arreglo en "U"); la operación inicial será provisionalmente en arreglo de doble interruptor.

Los licitantes deberán considerar como alcance de esta obra los siguientes conceptos:

- a. Suministro parcial de equipos (equipos primarios; equipos de servicios propios; equipos de protección, control y medición; equipos de control supervisorio; equipos de comunicación), partes de repuesto y materiales, los cuales deberán cumplir con las características establecidas en las especificaciones normalizadas de CFE (ver RELACIÓN DE ESPECIFICACIONES OFICIALES DE CFE APLICABLES EN PROYECTOS DE SUBESTACIONES DE LA CPTT) y en las características particulares incluidas en las Bases de Licitación. Los cuatro autotransformadores de potencia monofásicos serán suministrados por CFE; No forman parte del alcance de esta Obra el transporte, pruebas prototipo, aceite, montaje, pruebas preoperativas y proceso de llenado de los autotransformadores de potencia monofásicos.
- b. Desarrollo de la ingeniería asociada a los conceptos indicados en las Características Particulares de Diseño Electromecánico y Civil.
- c. Ejecución de los conceptos indicados en las Características Particulares de Obra Electromecánica y Civil.
- d. Impartición de un programa de capacitación y entrenamiento que contemple a detalle los aspectos de desempeño, operación y mantenimiento de los interruptores de potencia ofertados, con base en los requerimientos especificados por CFE.
- e. Realización de las Pruebas Preoperativas de los sistemas, equipos y componentes de la instalación incluidos en esta Obra.

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

S.E. POTRERILLOS BANCO 2
 No. DE OBRA: 6J5U2
 C NSA99157 C011E0001

REVISIÓN: 0
 FECHA REV: 11/ABR/2002
 HOJA 2 DE 4

- Elaboración, análisis y evaluación de los siguientes estudios del predio donde se ubicará la subestación: Estudio Geotécnica y Mecánica de Suelos, Levantamiento Topográfico, y Estudio de Resistividad del Terreno, mismos que podrán ser entregados por CFE, en la inteligencia que dicha información constituye exclusivamente una referencia y que CFE no asume ninguna responsabilidad de las conclusiones que los Licitantes obtengan de su interpretación.
- Con referencia a las instalaciones actualmente en operación, CFE informa que no proporcionará información adicional a la incluida en las Bases de Licitación. En el caso de que los Licitantes para la preparación de sus propuestas, o el Contratista para el desarrollo de la ingeniería de detalle requieran información adicional a la incluida en las Bases de Licitación, ésta deberá ser obtenida en campo por personal técnico al servicio de la firma Licitante o el Contratista.

UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La subestación se ubica en el Kilómetro 12 de la carretera León - Cuernavaca, al norte del poblado La Sandia (Plan Guanajuato), en el estado de Guanajuato.

CARACTERIZACIÓN DEL SITIO

Altitud [msnm] ^[1]	1885.00
Temperatura máxima promedio [°C] ^[1]	27.05
Temperatura máxima extrema [°C] ^[1]	40.00
Temperatura mínima promedio [°C] ^[1]	12.03
Temperatura mínima extrema [°C] ^[1]	-2.50
Días con heladas por año ^[1]	6.85
Humedad relativa promedio Mensual del mes más alto [%] ^[1]	58.00
Intensidad de lluvia [mm/hr] ^[2]	203.00
Velocidad máxima de viento [km/h]	150.00
Coefficiente sísmico de terreno firme tipo I [g] ^[3]	0.14

Valores obtenidos de fuentes estadísticamente consistentes que corresponden a la estación u observatorio meteorológico más cercano, por lo que, son condiciones representativas de la zona y no necesariamente del sitio preciso de la instalación.
 Este dato deberá ser usado para el diseño del sistema de drenaje y todas las obras hidráulicas de esta subestación, para este mismo fin, el coeficiente de escurrimiento debe cumplir con lo especificado en el Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE.
 Los coeficientes sísmicos indicados deberán ser considerados únicamente para el diseño de los diferentes elementos estructurales de esta subestación, no así para el diseño de sus equipos. En particular, para estructuras, casetas de control, edificaciones, cimientos para unidades de bancos y transformadores de potencia (cualquier tensión), y cimientos para interruptores de potencia de 400 kV, los coeficientes sísmicos indicados deberán multiplicarse por un factor de 1.5.
 Para el diseño de los equipos primarios incluidos en el alcance de la presente obra, se deberán considerar los coeficientes sísmicos indicados en las Características Particulares correspondientes a cada equipo.

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

S.E. POTRERILLOS BANCO 2
 No. DE OBRA: 6J5U2
 IC NSA99157 C01IE0001

REVISIÓN: 0
 FECHA REV: 11/ABR/2002
 HOJA 3 DE 4

Coefficiente sísmico de terreno semi-firme tipo II [g]^[2] 0,30
 Coeficiente sísmico de terreno compresible tipo III [g]^[2] 0,36
 Nivel de contaminación [conforme a Publicación IEC 60815] MEDIO

PARAMETROS ELÉCTRICOS.

- TENSIONES DE SISTEMA Y NIVELES DE AISLAMIENTO		
Tensión nominal del sistema [kV]	Tensión máxima del sistema [kV]	Tensión de aguante al impulso por rayo [kV]
400	420	1425
230	245	1175

La tensión de aguante al impulso por rayo y otros valores de aislamiento asociados deben ser corregidos para garantizar su cumplimiento a la altitud especificada de esta instalación. Estos valores servirán de base para el diseño de los diferentes elementos constitutivos de la subestación, más no para aquellos equipos primarios cuyos valores de pruebas dieléctricas, establecidos en sus correspondientes Características Particulares, han sido especificados considerando la reducción de aislamiento por efecto de la altitud.

Para los niveles de tensión de 400 kV y 230 kV, los sistemas son en conexión estrella con neutro sólidamente aterrizado, operando a una frecuencia nominal de 60 Hz.

NIVELES DE CORTOCIRCUITO		
Nivel de tensión [kV]	Falla monofásica [kA]	Falla trifásica [kA]
400	30	30
230	25	25

Los valores de corrientes de cortocircuito mostrados servirán para el diseño de los diferentes elementos constitutivos de la subestación y no deberán relacionarse con los valores de capacidades interruptivas ni corrientes de corta duración asociados a los equipos, mismos que se indican en las características particulares correspondientes a cada equipo.

DISTANCIAS DE FUGA MÍNIMAS PARA AISLAMIENTOS		
CONCEPTO	Nivel de tensión	
	400 kV	230 kV
Distancia de fuga mínima a tierra unitaria [mm/kV _{1/2}]	20	20
Distancia de fuga mínima total a tierra [mm]	8.400	4.900
Concentración de Contaminación Método de Niebla Salina [kg/cm ³]	14 - 40	14 - 40

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

S.E. POTRERILLOS BANCO 2
 No DE OBRA: 6J5U2
 IC NSA99157 C01IE0001

REVISIÓN: 0
 FECHA REV: 11/ABR/2002
 HOJA 4 DE 4

Los valores de distancia de fuga unitaria [mm/kV_r] están referenciados a la tensión máxima del sistema entre fases [kV_r]. Los valores de distancia de fuga total especificados [mm] corresponden a la distancia mínima que deberán tener los aislamientos externos de la instalación sujetos al potencial del sistema en un extremo y a tierra en otro, independientemente de que éstos estén formados por uno o más elementos en serie, o bien, formados por varios aisladores tipo disco.

Las distancias eléctricas (distancia entre fases, de fase-tierra, entre fases de circuitos diferentes; altura de cimientos, de partes vivas, de las barras, de llegada de línea, de cables de guarda, etc.) para el diseño de esta obra deberán sujetarse a las indicadas en el plano de Arreglo General. El dimensionamiento real de los equipos a suministrar forman parte de la ingeniería que desarrollará el Contratista con base en las características técnicas proporcionadas en estas Bases.

PLANOS BÁSICOS.

El Contratista, a partir de los siguientes planos básicos, desarrollará la ingeniería de detalle requerida para esta Obra, abarcando como mínimo los conceptos indicados en el documento CARACTERÍSTICAS PARTICULARES DE INGENIERIA ELECTROMECAÁNICA Y CIVIL. Los planos básicos entregados por CFE no formarán parte de la ingeniería que el Contratista deberá ejecutar, revisar, verificar y validar como parte de los alcances de la presente Licitación, ni tampoco podrán ser utilizados como planos autorizados para construcción.

NOMBRE DEL PLANO	IDENTIFICADOR DE ASEGURAMIENTO DE CALIDAD	No. DE HOJAS
DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO	NSA99157 E00IE0001	1
ARREGLO GENERAL PLANTA Y CORTES	NSA99157 E00IE0002	2
ARREGLO CASETA DE CONTROL	NSA99157 E00IE0003	1
DIAGRAMA UNIFILAR DE SERVICIOS PROPIOS	NSA99157 E00IE0004	1
PLATAFORMAS, ACCESOS PERIMETRALES E INTERIORES Y PISOS TERMINADOS	NSA99157 E00IE0005	1

NORMAS DE DISTRIBUCION-CONSTRUCCION-LINEAS AEREAS
CARACTERISTICAS DE CONDUCTORES DESNUDOS

07	00	03
0	0	0

CALIBRE (AWG, MCM, mm ²)	MATERIAL	HILOS	AREA (mm ²)	DIAMETRO (mm)	PF50 (kg/1000 m)	kg/1000 m 3 conduct. 1, 5, 3	CARGA DE RUPTURA (kg)	CAPACIDAD (AMPERES)	EQUIVALENTE EN CONDUCTIVIDAD
8	Cu	7	8.33	3.26	74.5	234	292	90	-
6	Cu	1	13.30	4.11	116.2	372	458	120	-
4	Cu	1	21.15	5.19	168.1	592	719	170	-
4	Cu	7	21.15	5.88	191.0	602	663	170	-
2	Cu	7	33.62	7.42	305.0	960	1072	230	-
1/0	Cu	7	53.48	9.36	485.1	1527	1682	310	-
3/0	Cu	7	85.03	11.80	771.0	2428	2710	420	-
4	AAC	1	21.15	5.19	57.2	180	212	120	Cu # 6
1/0	AAC	7	53.47	9.36	147.0	463	939	245	Cu # 2
3/0	AAC	7	85.03	11.80	234.0	737	1429	300	Cu # 1/0
266.8	AAC	19	135.20	15.06	369.1	1163	2195	430	Cu # 3/0
336.4	AAC	19	170.50	16.91	467.2	1472	2948	500	Cu # 4/0
3	ACSR	6/1	33.63	8.01	137.1	426	1267	180	Cu # 4
1/0	ACSR	6/1	53.47	10.11	217.8	680	1943	230	Cu # 2
3/0	ACSR	6/1	85.03	12.75	343.8	1080	3030	300	Cu # 1/0
266.8	ACSR	26/7	135.20	16.28	546.4	1710	5107	460	Cu # 3/0
336.4	ACSR	26/7	170.68	18.31	689.0	2173	6378	530	Cu # 4/0
3 N° 9	ACS	3	19.90	6.27	163.5	515	2326	140	Cu # 6
3 N° 7	ACS	3	31.65	7.90	260.0	819	3593	160	Cu # 4
7 N° 9	ACS	7	46.44	8.71	382.3	1204	5117	200	Cu # 2

- LOS CONDUCTORES DE COBRE SON SEMIDUROS. (SE INDICA LA CARGA DE RUPTURA MINIMA).
- LOS CONDUCTORES DE ALUMINIO SON DUROS, EXCEPTO EL N° 4 AWG QUE ES SUAVE.
- LA CAPACIDAD ESTA BASADA EN TEMPERATURA MAXIMA DEL CONDUCTOR DE 75°C, EXCEPTO EN A.C.S. QUE ES DE 125°C.
- TEMPERATURA AMBIENTE DE 25°C Y VELOCIDAD DEL VIENTO DE 2.2 km/h.
- EN EL DIAMETRO DE LOS CONDUCTORES ACSR SE INCLUYE EL DEL ALUMINIO Y EL DEL ACERO.
- EL CONDUCTOR DE ACERO RECUBIERTO DE COBRE SOLDADO ES DE EXTRA-ALTA RESISTENCIA Y CON 30% DE CONDUCTIVIDAD.

La Fig. A3-1 muestra la configuración parabólica del conductor de la cual se van a deducir las ecuaciones para el calcular las tensiones y la posición del punto más bajo.

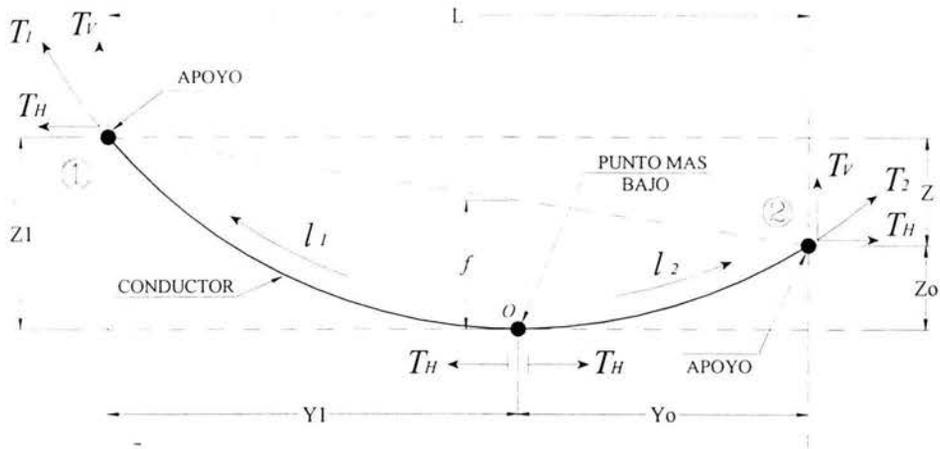


Fig. A3-1. Configuración del conductor.

A) Determinación de la tensión en el punto más bajo del conductor T_0 :

Con referencia a la Fig. A3-2 se describen las siguientes variables.

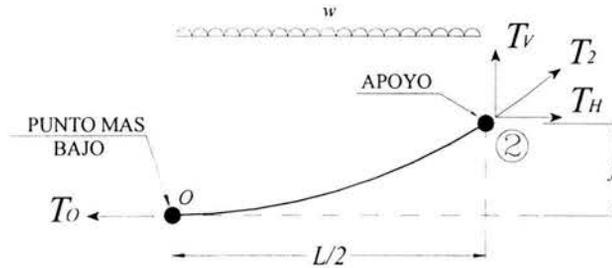


Fig. A3-2. Diagrama de cuerpo libre.

Donde:

w = Peso por metro lineal del conductor

T_V = Tensión vertical en el apoyo 2

T_H = Tensión horizontal en el apoyo 2

T_2 = Tensión del conductor en el apoyo 2

L = Distancia entre apoyos

T_0 = Tensión horizontal en el punto más bajo

Haciendo una suma de fuerzas en X igual a cero ($\Sigma F_x = 0$).

$$-T_O + T_H = 0 \quad \text{por lo tanto} \quad T_O = T_H$$

Haciendo una suma de fuerzas en Y igual a cero ($\Sigma F_y = 0$).

$$-\frac{wL}{2} + T_V = 0 \quad \text{por lo tanto} \quad T_V = \frac{wL}{2}$$

Haciendo una suma de momentos en el punto "O" igual a cero ($\Sigma M_O = 0$).

$$\frac{wL}{2} \left(\frac{L}{4} \right) - T_V \left(\frac{L}{2} \right) + T_H f = 0 \quad \mathbf{A-1}$$

Pero;

$$T_V = \frac{wL}{2}$$

Sustituyendo en **A-1**:

$$\frac{wL}{2} \left(\frac{L}{4} \right) - \left(\frac{wL}{2} \right) \left(\frac{L}{2} \right) + T_H f = 0$$

Despejando T_H :

$$T_H = \frac{wL^2}{8f} \quad \text{Finalmente:} \quad T_O = \frac{wL^2}{8f} \quad \mathbf{A-2}$$

B) Determinación de la posición del punto más bajo "O":

Con referencia a la Fig. A3-3 se describen las siguientes variables.

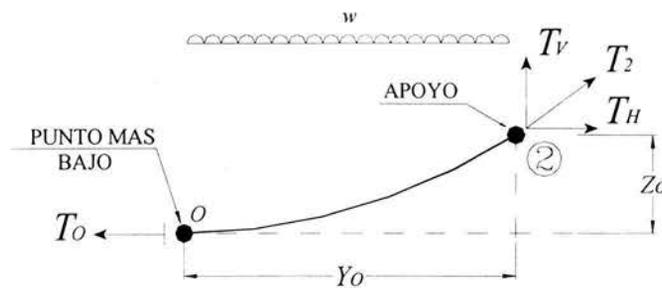


Fig. A3-3. Diagrama de cuerpo libre.

Donde:

$Y_O =$ Distancia horizontal del punto más bajo al apoyo 2

$Z_O =$ Distancia vertical del punto más bajo al apoyo 2

Haciendo una suma de fuerzas en X igual a cero ($\Sigma F_x = 0$).

$$-T_O + T_H = 0 \quad \text{por lo tanto} \quad T_O = T_H$$

Haciendo una suma de fuerzas en Y igual a cero ($\Sigma F_y = 0$).

$$-w(Y_O) + T_V = 0 \quad \text{por lo tanto} \quad T_V = wY_O$$

Haciendo una suma de momentos en el punto "O" igual a cero ($\Sigma M_O = 0$).

$$wY_O \left(\frac{Y_O}{2} \right) - T_V (Y_O) + T_H Z_O = 0 \quad \mathbf{A-3}$$

Pero;

$$T_V = wY_O$$

Sustituyendo en **A-3**:

$$\frac{wY_O^2}{2} - wY_O^2 + Z_O T_H = 0$$

Despejando Z_O :

$$Z_O = \frac{wY_O^2}{2T_H} \quad \text{Finalmente:} \quad Z_O = \frac{wY_O^2}{2T_O} \quad \mathbf{A-4}$$

Similarmente para Z_1 :

$$Z_1 = \frac{wY_1^2}{2T_O} \quad \mathbf{A-5}$$

El desnivel entre apoyos Z :

$$Z = Z_1 - Z_O = \frac{wY_1^2}{2T_O} - \frac{wY_O^2}{2T_O} \quad \mathbf{A-6}$$

Reduciendo términos de **A-6**:

$$Z = \frac{w}{2T_O} (Y_1^2 - Y_O^2)$$

Por diferencia de cuadrados:

$$Z = \frac{w}{2T_O} (Y_1 - Y_O)(Y_1 + Y_O) \quad \mathbf{A-7}$$

Pero:

$$L = Y_1 + Y_o \quad \text{A-8}$$

Sustituyendo **A-8** en **A-7**:

$$Z = \frac{wL}{2T_o} (Y_1 - Y_o) \quad \text{A-9}$$

Despejando $(Y_1 - Y_o)$ de **A-9**:

$$Y_1 - Y_o = \frac{2ZT_o}{wL} \quad \text{A-10}$$

El sistema de ecuaciones es con **A-8** y **A-10**. Despejando Y_1 de **A-8**:

$$Y_1 = L - Y_o \quad \text{A-11}$$

Sustituyendo **A-11** en **A-10**:

$$L - 2Y_o = \frac{2ZT_o}{wL} \quad \text{A-12}$$

Despejando Y_o de **A-12**:

$$Y_o = \frac{L}{2} - \frac{T_o Z}{wL} \quad \text{A-13}$$

Sustituyendo **A-13** en **A-11**:

$$Y_1 = \frac{L}{2} + \frac{T_o Z}{wL} \quad \text{A-14}$$

De **A-2** se tiene:

$$\frac{T_o}{w} = \frac{L^2}{8f} \quad \text{A-15}$$

Sustituyendo **A-15** en **A-13**:

$$Y_o = \frac{L}{2} - \frac{L^2}{8f} \left(\frac{Z}{L} \right)$$

Finalmente:

$$Y_o = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{Z}{4f} \right) \quad \text{A-16}$$

Similarmente para Y_1 :

$$Y_1 = \frac{L}{2} \left(1 + \frac{Z}{4f} \right) \quad \text{A-17}$$

Sustituyendo A-16 en A-4:

$$Z_o = \frac{wL^2}{8T_o} \left(1 - \frac{Z}{4f}\right)^2 \quad \text{A-18}$$

Despejando f de A-2:

$$f = \frac{wL^2}{8T_o} \quad \text{A-19}$$

Sustituyendo A-19 en A-18:

$$Z_o = f \left(1 - \frac{Z}{4f}\right)^2 \quad \text{A-20}$$

Similarmente para Z_1 :

$$Z_1 = f \left(1 + \frac{Z}{4f}\right)^2 \quad \text{A-21}$$

A continuación se presenta un resumen de las ecuaciones utilizadas para el cálculo de la tensión y la posición del punto más bajo del conductor.

$$T_o = \frac{wL^2}{8f}$$

$$Y_o = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{Z}{4f}\right)$$

$$Z_o = f \left(1 - \frac{Z}{4f}\right)^2$$

$$Y_1 = \frac{L}{2} \left(1 + \frac{Z}{4f}\right)$$

$$Z_1 = f \left(1 + \frac{Z}{4f}\right)^2$$

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

CIMENTACIÓN PARA ESTRUCTURAS MAYORES

UNIDADES DE LA ESTRUCTURA		ZAPATA MINIMAS													
COLUMNA		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
COMBINACIÓN DE CARGA		14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	15
Peso vol. máx. de concreto	γ_{con}	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
Peso vol. máx. de acero	γ_{ac}	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43
Peso agua	γ_{da}	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61
Peso cementación	γ_{ce}	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01	17.01
Peso terreno	γ_{te}	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32	36.32
ESTÁTICO															
Peso total	W_{tot}	73.37	111.15	129.50	122.85	105.37	66.07	56.47	26.26	43.40	41.00	43.22	40.63	33.93	50.40
Momento en x	$M_{x\ max}$	112.31	251.27	311.25	229.45	232.32	32.66	16.36	23.10	48.50	41.32	46.12	36.67	1.76	6.45
Momento en z	$M_{z\ max}$	82.96	90.44	29.13	21.58	22.78	95.08	85.04	15.40	46.18	45.97	46.42	44.72	43.27	86.24
PROPIEDADES DEL SUELO															
Peso volumétrico	γ	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70
Cohesión	c	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70
Ángulo de fricción interna	ϕ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Resistencia axial	P_a	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
Resistencia lateral	P_b	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
CÁLCULOS REQUERIDOS															
Excentricidad	$e_{x\ efectiva}$	1.83	2.55	1.20	2.48	2.20	0.49	0.31	0.88	1.12	1.01	1.07	0.90	0.66	0.19
Excentricidad	$e_{z\ efectiva}$	1.13	0.81	0.27	0.25	0.88	1.45	1.22	0.63	1.06	1.32	1.07	1.10	1.29	1.71
Coeficiente de capacidad de carga	N_s	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	N_c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Factores de forma	A_s	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
	A_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
GEOMETRÍA DE LAS BASES DE CIMENTACIÓN															
UBICACIÓN DE NUDOS DE LAS ZAPATAS															
Ancho	B	4.50	3.70	3.70	5.00	5.50	3.90	3.90	2.60	3.50	3.40	3.50	3.40	3.10	4.00
Longitud	L	4.50	4.70	3.70	4.00	5.50	3.90	3.90	2.60	3.50	3.40	3.50	3.40	3.10	4.00
Peralte	h	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Profundidad de descarte	BL	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	LB	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Sección															
Ancho	B	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
Longitud	L	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Área	A	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Espesor Patín	e	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Área	A	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67
ANÁLISIS ESTÁTICO															
Factor de resistencia	F_s	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Factor de carga	F_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Esfuerzo máximo admisible (capacidad de carga admisible)	q_{adm}	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48	27.48
Área efectiva	$A_{efectiva}$	10.25	12.49	13.58	36.00	30.25	13.21	13.21	6.76	12.25	11.96	12.25	11.96	8.61	16.00
Esfuerzo admisible	Q_e	3.40	3.29	7.88	3.23	3.33	4.04	3.54	3.17	3.17	3.16	3.16	3.12	3.01	2.86
Relación	q/Q_e	8.09	8.38	3.59	8.51	8.25	6.80	7.78	8.66	8.68	8.73	8.72	8.82	9.13	9.60
ANÁLISIS FORMENTOS															
Factor de carga	F_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Factor de resistencia	F_s	1.44	1.30	1.31	1.04	1.06	2.51	3.29	0.83	1.27	1.38	1.37	1.65	2.56	3.93
	F_t	2.24	4.07	3.17	4.46	3.74	1.00	0.66	1.34	1.57	1.16	1.33	1.20	0.51	0.56
Área efectiva	$A_{efectiva}$	3.22	4.07	4.14	4.98	4.08	2.92	2.81	1.11	1.74	1.80	1.89	1.81	1.32	2.20
Esfuerzo admisible	Q_{adm}	22.78	27.30	28.40	25.23	25.84	22.60	20.82	23.49	23.00	25.58	23.40	21.28	26.54	24.06
Relación	q/Q_e	1.21	1.01	1.04	1.06	1.06	1.21	1.32	1.17	1.10	1.07	1.17	1.29	1.08	1.14

[Handwritten signature and date]
 10/10/2011