



BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE PUEBLA

FACULTAD DE INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE
UN CRUCE AÉREO PARA UN EMISOR.

TESINA

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

PRESENTA : SALOMÓN LARIOS LUNA

ASESOR : M.I. JORGE A. DE GANTE GONZALEZ

PUEBLA, PUEBLA

JUNIO 2014

**BENEMERITA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE
PUEBLA**

**Protocolo que presenta el Ing. Salomón Larios Luna para obtener
el grado de maestro en Ingeniería Estructural**

“TESINA”

**PROYECTO ESTRUCTURAL CRUCE AEREO DEL EMISOR MURILLO
VIDAL DE XALAPA, VERACRUZ.**

ASESOR: M.I. JORGE DE GANTE

Puebla, Pue. junio de 2014



OFICIO SIEP No. 2321/2014

C. SALOMÓN LARIOS LUNA
Pasante de la Maestría en Ingeniería
Opción terminal Estructuras
Presente.

Por medio del presente, el suscrito M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesina, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **“Comportamiento Estructural de un cruce aéreo para un emisor”**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Asesor de Tesina al M.I. Jorge Antonio Degante González.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE
“PENSAR BIEN. PARA VIVIR MEJOR”
Puebla, Puebla a 07 de Julio de 2014



C.c.p. M.I. Jorge Antonio Degante González.- Asesor tema de tesina.
c.c.p. Archivo.

GJS*JLM*DSM.

[Handwritten signature]

M. en I. Edgar Villagrán Arroyo

Director de la Facultad de

Ingeniería de la BUAP

Presente

El que suscribe M.I Jorge Antonio Degante Gonzáles, asesor de la tesina: **"Comportamiento Estructural de un cruce aéreo para un emisor"**, presentado por el C. Salomón Larios Luna, pasante de la maestría en Ingeniería Estructural y en atención al oficio No. 2321/2014, me permito informar que después de haber revisado el contenido del trabajo, así como su presentación, no tengo inconveniente en autorizar la impresión del mismo.

Lo que hago de su conocimiento para los efectos legales a que haya lugar



Atentamente:

Puebla, Pue. a 09 de Julio de 2014

M.I Jorge Antonio Degante Gonzáles

Asesor de la Tesina

c.c.p. Exámenes Profesionales

c.c.p. Interesado

c.c.p. Archivo

INDICE

CAPITULO I. Introducción

- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Objetivo
- 1.3 Justificación
- 1.4 Modelo estructural

CAPITULO II. Normatividad

- 2.1 Normas técnicas complementarias.
- 2.2 Comisión Federal de Electricidad, CFE
- 2.3 Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, IMCA

CAPITULO III. Preliminares del proyecto

- 3.1 Mecánica de Suelos
- 3.2 Reconocimiento de campo

CAPITULO IV. Datos específicos del proyecto

- 4.1 Análisis de información
- 4.2 Especificaciones
- 4.3 Solicitaciones
- 4.4 Criterio de diseño
- 4.5 Criterio de diseño por sismo
- 4.6 Criterio de diseño por viento
- 4.7 Especificaciones de materiales

CAPITULO V. Análisis y diseño estructural de los elementos de armadura

- 5.1 Análisis y diseño de la armadura principal AR1, (ECO)
- 5.2 Diseño estructural

CAPITULO VI. Revisión del diseño aplicando SAP 2000

- 6.1 LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)
- 6.2 Ventajas del Formato LRFD
- 6.3 ASD (Diseño elástico o Diseño por Esfuerzos Permisibles)
- 6.4 Factores de carga y combinaciones de carga
- 6.5 Razones por las cuales se tiende a diseñar por el Método LRFD

Conclusiones:

Anexo A: Análisis de la armadura en Eco

Anexo B: Planos

Bibliografía

Capítulo I. Introducción.

1.1 Antecedentes.

La ciudad de Xalapa, Ver., enfrenta actualmente un grave problema de contaminación de los ríos y arroyos que se ubican dentro de la mancha urbana de la ciudad, dicha contaminación es originada principalmente por las descargas de aguas residuales que son vertidas a los cuerpos receptores sin tratamiento alguno.

La Comisión Municipal de Agua Potable y Saneamiento de Xalapa, Ver. (CMAS) dentro de su programa para el mejoramiento y expansión de los servicios que presta, tiene como meta dar solución al problema de saneamiento de la capital del estado y su zona conurbada, disponiendo de una manera adecuada de las aguas residuales generadas por su población, contribuyendo con ello a resolver los problemas de salud originados por la contaminación de los cauces y acuíferos.

Dentro de la ciudad de Xalapa, se considera prioritario llevar a cabo la construcción de 68 km de colectores y emisores que permitan recolectar y conducir las aguas residuales hasta la planta de tratamiento. Uno de estos emisores es el Murillo Vidal, con un trazo marginal al arroyo del mismo nombre, localizado en la parte sur de la ciudad y que conducirá las aguas aportadas por el colector Murillo Vidal 3a etapa y el colector prolongación Rebsamen.

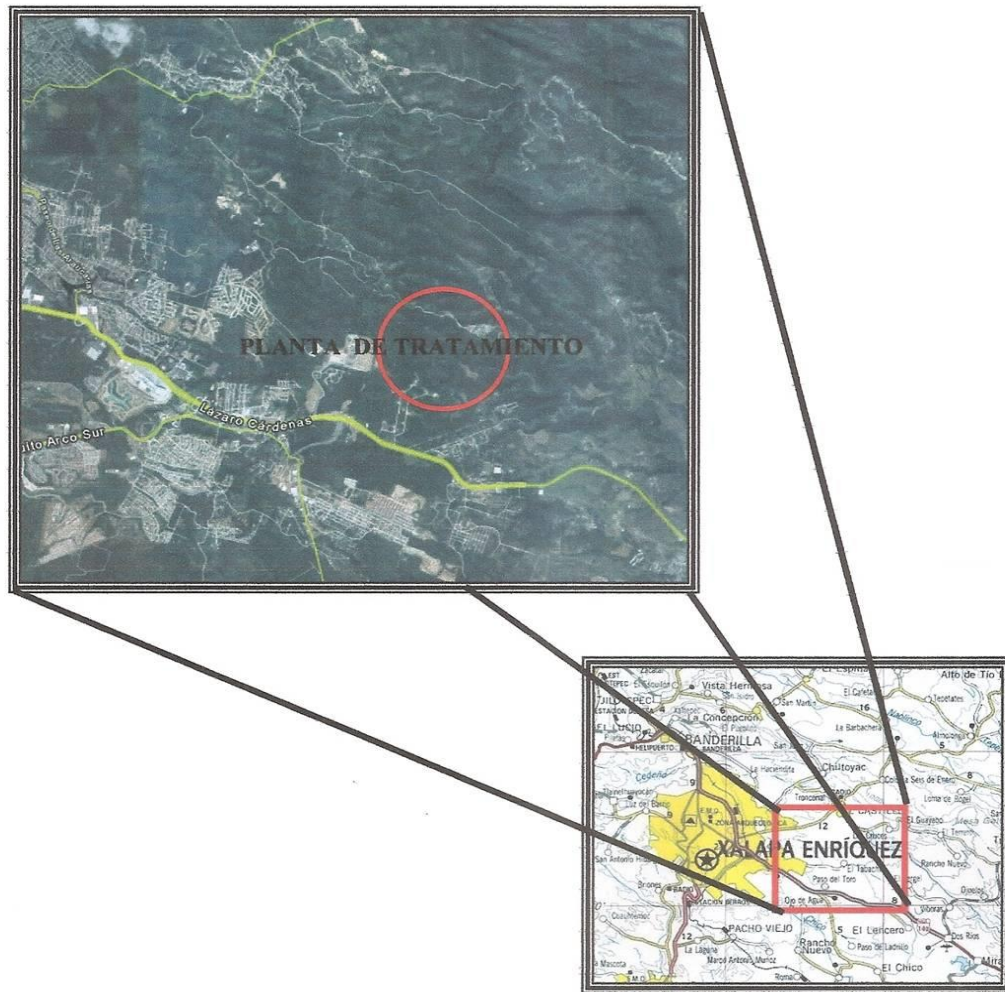
Como ya se indicó y como parte del proyecto de saneamiento que actualmente se está realizando en la ciudad de Xalapa en el estado de Veracruz, por parte de la Comisión Municipal de Agua Potable y Saneamiento de Xalapa, Veracruz (CMAS) para conducir las Aguas negras de la capital del estado hasta el sitio de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales que se localiza al Sureste de la ciudad, y en particular dentro del proyecto **“ADECUACION DEL PROYECTO DE INTERCONEXION DEL EMISOR MURILLO VIDAL AL EMISOR NORESTE B DEL KM. 1+283 AL 1+701, XALAPA, VER”** se requieren estructuras de cruce para el colector Murillo Vidal que se interconectará al Emisor Noreste B del sistema de alcantarillado sanitario de la ciudad de Xalapa y que llegará finalmente a la nueva planta de tratamiento de aguas residuales.

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

De acuerdo con lo anterior, es necesario salvar ó cruzar la infraestructura hidráulica de los diversos colectores con los cauces de los arroyos existentes en la zona, y que se presentan dentro de la configuración del trazo de los colectores del Sistema en general.

Y en particular para el Emisor Murillo Vidal, por lo que resulta indispensable proveer una estructura especial para realizar el cruce con el arroyo denominado “Arroyo Limpio” que estará ubicado en el kilómetro 1+679.34 del colector, el cual estará constituido por una tubería de acero de 1.22 metros de diámetro.

La zona general del proyecto se localiza al sureste de la ciudad de Xalapa (ver figuras 1.1 y 1.2)



UBICACIÓN GENERAL DEL SITIO DE ESTUDIO

FIGURA A-1

Figura 1.1 Ubicación general del sitio de estudio

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

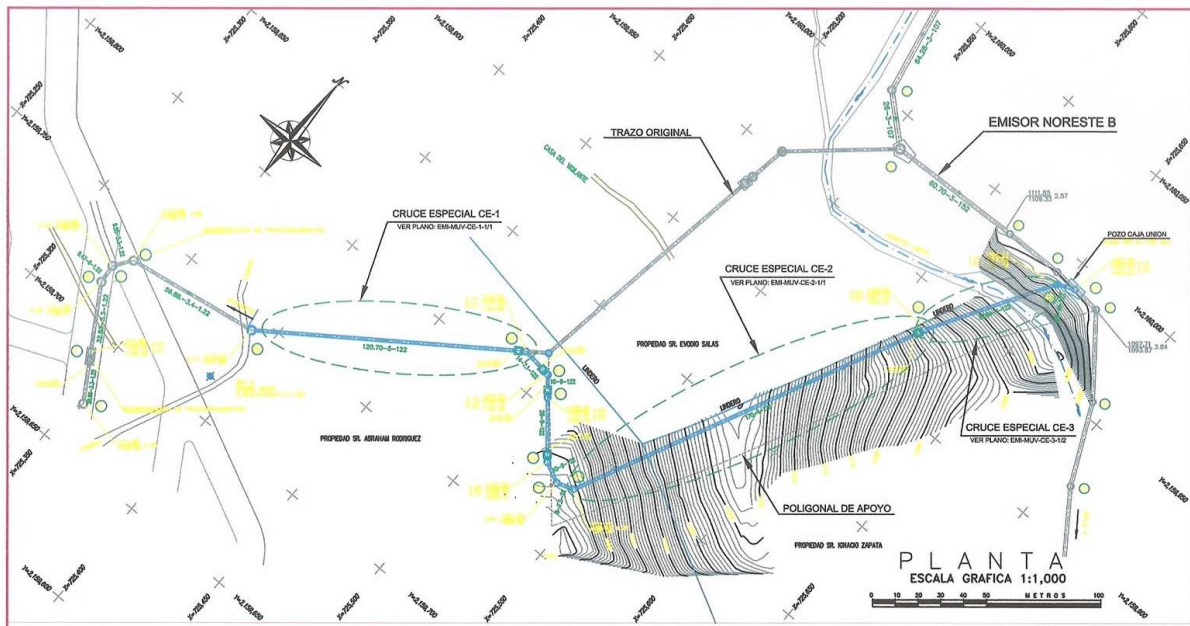


Figura 1.2 Microlocalización

1.2 Objetivo.

El principal objetivo que se busca con la realización del presente trabajo es el de proveer una estructura de soporte para que el colector “Murillo Vidal” del sistema de Alcantarillado sanitario para la ciudad de Xalapa, en el Estado de Veracruz, pueda cruzar todo el ancho del cauce de un arroyo denominado “Arroyo Limpio”, el colector en la zona de cruzamiento estará constituido por un tubo de acero de 122 centímetros de diámetro, la longitud efectiva del cruce entre apoyos será de 40 metros.

1.3 Justificación.

Se analizaron varias alternativas desde el punto de vista Económico, Hidráulico y de proceso constructivo para dar solución al cruce del colector Murillo Vidal con el arroyo “Limpio” del sistema de alcantarillado sanitario para la ciudad de Xalapa, Ver., entre de las alternativas planteadas tenemos:

En primer lugar, se propuso realizar el cruce por medio de un sifón construido con una tubería de acero de 1.22 metros de diámetro y protegido con una camisa de concreto armado en toda la longitud del cruzamiento aproximadamente en 45.00 metros; esta alternativa resulta la más económica, sin embargo el procedimiento constructivo es más complicado, ya que se tendría que construir bordos provisionales para el manejo del caudal permanente que presenta el arroyo, además de actividades de bombeo de achique en la zona del encamisado para colocación de la tubería, armado, cimbrado y colado de la camisa, así como de los rellenos correspondientes. Otro aspecto en contra de esta alternativa es el funcionamiento de la estructura para su operación hidráulica normal, por la acumulación de azolves en el fondo del cruce por la baja velocidad con la que opera esta infraestructura hidráulica, lo que lleva a la realización de trabajos de mantenimiento muy continuos y más costosos.

Otra alternativa propuesta fue salvar el arroyo por medio de una trabe prefabricada de concreto presforzado de 40.00 metros de longitud, esta alternativa también resulta más económica, sin embargo dentro de su proceso constructivo requiere de la construcción de estribos de apoyo en ambas márgenes del arroyo, los cuales serían de mayor tamaño de acuerdo a su peso, además de la dificultad para trasladar la trabe hasta el sitio del

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

cruzamiento y su montaje, ya que no se cuenta con la infraestructura adecuada de caminos para lograr este objetivo.

La alternativa de cruzar la tubería del colector sobre el arroyo por medio de una estructura metálica compuesta por dos armaduras paralelas, la cual resulta de mayor costo, sin embargo resulta más ligera, se puede construir en el sitio de la obra, permite una revisión más eficaz de la tubería del colector, requiere de una cimentación de menor tamaño que la alternativa anterior. Por lo que se decidió en común acuerdo con el personal técnico de la Comisión Municipal de Agua Potable y Saneamiento de Xalapa, Veracruz (CMAS) realizar el cruce especial CE-3 del colector "Murillo Vidal" del sistema de Alcantarillado sanitario para la ciudad de Xalapa sobre el arroyo denominado "Arroyo Limpio" con esta alternativa, el cual es el objetivo del presente proyecto; el colector en la zona de cruzamiento estará constituido por un tubo de acero de 122 centímetros de diámetro, la longitud efectiva del cruce entre apoyos será de 40 metros.

1.4 Modelo estructural.

El modelo estructural para resolver el problema planteado es el siguiente:

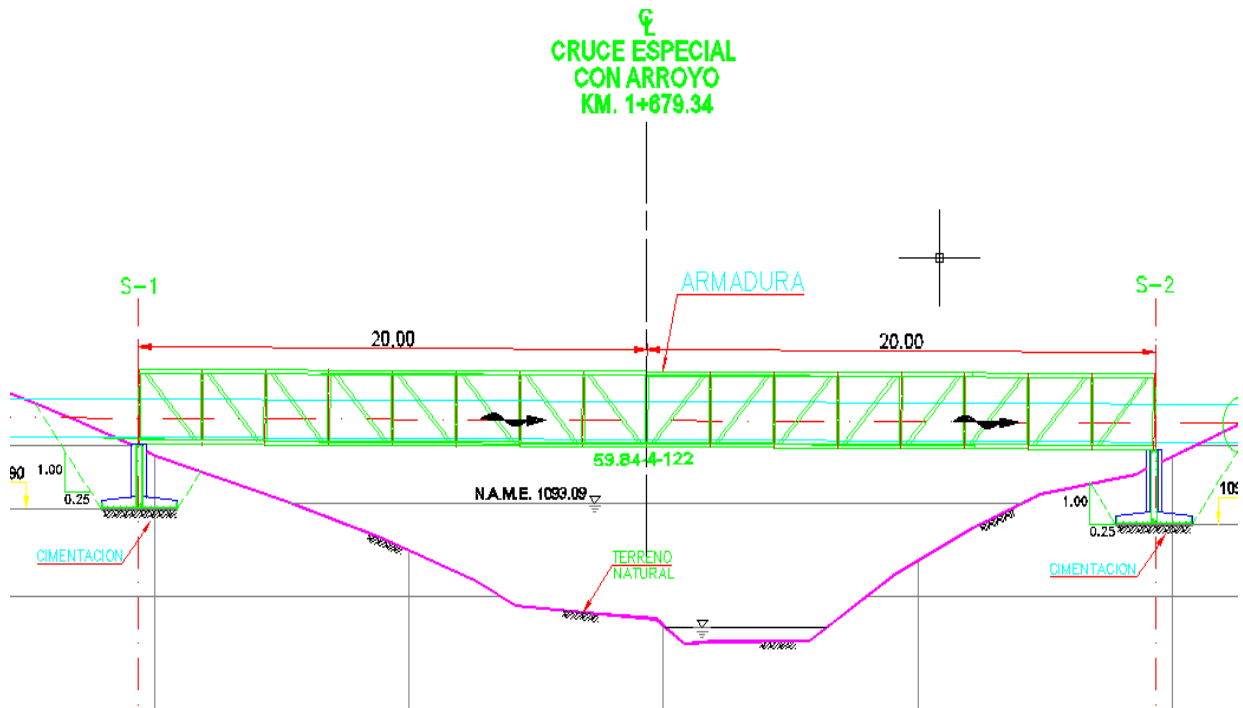


Fig.1.3 Alzado del modelo estructural

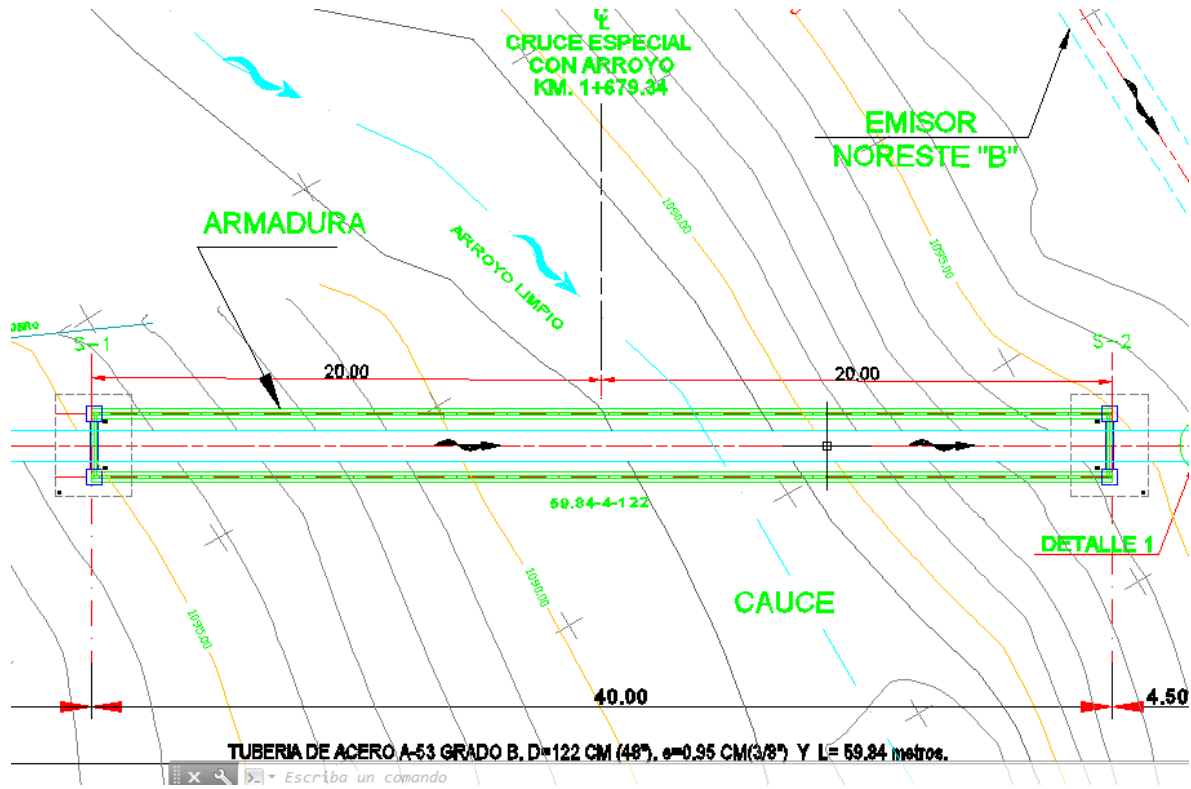


Fig. 1.4 Planta del Modelo Estructural

Capítulo II. Normatividad

2.1 Aspectos básicos del proyecto estructural

Las normas para diseño que se utilizan para este documento a menos que se cite lo contrario son las siguientes:

Normas Técnicas Complementarias del RCDF para diseño y construcción de cimentaciones (Año 2004).

Normas Técnicas Complementarias del RCDF para diseño y construcción de estructuras de Mampostería y Concreto (Año 2004).

Manual de diseño de Obras Civiles de la CFE Diseño por Viento y Sismo (Año 2008).

Manual de Construcción en Acero Diseño por Esfuerzos Permisibles IMCA (Año 2004).

Para fines prácticos, en este proyecto solo se cita lo fundamental de estos manuales, en caso de requerir información adicional es conveniente revisar el apartado del manual correspondiente.

Con apoyo del software Eco, se realiza el análisis requerido, y a partir de los resultados arrojados se procede al diseño de los elementos tomando en consideración el modelo matemático y los reglamentos que rige en la zona de construcción, citados arriba.

El trabajo es complementado con dibujos o fotografías representativos.

2.1.1 Consideraciones de diseño Normas Técnicas Complementarias del RCDF (2004).

A. Cimentaciones.

A.1 Factores de carga y de resistencia.

Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la sub presión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, FR, relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $FR = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
- b) $FR = 0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

B. Mampostería y concreto.

B.1 Estados límite de falla.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, FR. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos.

B.2 Estados límite de servicio.

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

B.3 Diseño por durabilidad.

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en estas normas.

B.4 Concreto.

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m³ (2.2 t/m³) y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m³ (1.9 y 2.2 t/m³).

B.5 Acero.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²). En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las normas citadas.

B.6 Dimensiones de diseño.

Para calcular resistencias se harán reducciones de 20 mm en las siguientes dimensiones:

Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares;

Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos.

B.7 Factores de resistencia.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, FR. Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- a) FR=0.9 para flexión.
- b) FR=0.8 para cortante y torsión.
- c) FR=0.7 para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) FR = 0.8 cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular.
- e) FR = 0.8 cuando el elemento falle en tensión.
- f) FR = 0.7 si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión.
- g) FR = 0.7 para aplastamiento.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, por los factores de carga ahí prescritos.

B.8 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexo compresión.

La deformación unitaria del concreto en compresión ϵ_{cu} , cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor $f'c$ igual a $0.85f'c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$.

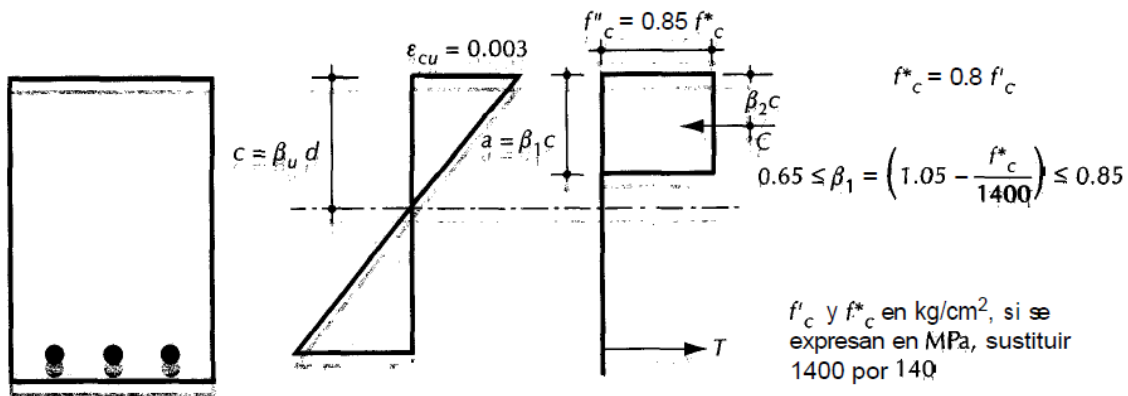


Fig. 2.1 Hipótesis de las NTC-04 sobre la Distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión.

donde:

$$f'_c = 0.85 f^*_c$$

f^*_c = resistencia reducida a la compresión del concreto

β_1 = es la relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de compresión

c = valor de la profundidad del eje neutro (es un valor tentativo es aproximadamente 1/3 del peralte

ϵ_{cu} = deformación unitaria máxima útil del concreto

B.9 Refuerzo mínimo a Flexión.

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$A_{s,min} = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{f_y} bd \quad \text{Ec. 1}$$

donde:

$A_{s,min}$ = área de acero $f'c$ = resistencia del concreto

f_y = esfuerzo de fluencia del acero b = ancho de la sección

d = peralte efectivo

Fórmulas para calcular resistencias.

$$M_R = F_R b d^2 f'c q (1 - 0.5q) \quad \text{Ec. 2}$$

M_R = momento resistente q = índice de refuerzo del acero

b = ancho de la sección d = peralte efectivo F_R = factor de resistencia

o bien :

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad \text{Ec. 3}$$

M_R = momento resistente q = índice de refuerzo del acero

A_s = área de acero d = peralte efectivo F_R = factor de resistencia

f_y = esfuerzo de fluencia del acero

$$q = \frac{p f_y}{f'c}; \quad p = \frac{A_s}{bd} \quad p = \text{porcentaje de acero} \quad f'c = 0.85 f^*$$

B.10 Elementos anchos.

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{CR} puede tomarse igual a:

$$V_{CR} = 0.16 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad \text{Ec. 4}$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

donde:

V_{CR} =cortante crítico f^*c =resistencia reducida a la compresión del concreto

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f^*c} \quad \text{Ec. 5}$$

V_{CR} =cortante crítico f^*c =resistencia reducida a la compresión del concreto

b =ancho de la sección d =peralte efectivo

B.11 Refuerzo longitudinal en trabes.

Deberá proporcionarse acero longitudinal adicional en las paredes verticales del elemento, que estará constituido, como mínimo, por barras de 7.9 mm de diámetro (número 2.5) colocadas con una separación máxima de 350 mm.

B.12 Fuerza cortante en losas y zapatas.

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor a la condición siguiente:

a) La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columna y el 25 por ciento en las centrales.

B.13 Esfuerzo cortante de diseño.

Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir, MU , no excede de $0.2VUd$, el esfuerzo cortante de diseño, VU , se calculará con la expresión siguiente:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad \text{Ec. 6}$$

donde:

v_u = cortante último de diseño V_u = cortante de diseño

B.14 Resistencia de diseño del concreto.

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de la expresión de la ecuación.

$$0.3F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f^*c} \qquad \text{Ec. 7}$$

F_R = factor de resistencia f^*c = resistencia reducida a la compresión del concreto

A menos que se suministre refuerzo.

Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, el factor de resistencia FR se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8.

B.15 Refuerzo mínimo.

En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo, usando estribos de 6.4 mm o más de diámetro, espaciados a no más de $d/3$. Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.

C. Clasificación de Construcciones según su destino.

Atendiendo a la seguridad estructural aconsejable para la estructura, las construcciones se clasifican según su destino como se indica a continuación:

GRUPO A. Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto.

GRUPO B. Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio.

GRUPO C. Estructuras en que es admisible un grado de seguridad bajo.

D. Factor de Comportamiento Sísmico.

La forma más adecuada en la actualidad de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q , el cual en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

D.1 Requisitos para $Q= 2$

Se usará $Q= 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o travesaños de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará $Q= 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

E. Clasificación de las estructuras según su importancia.

Se recomienda que la seguridad necesaria para que una construcción cumpla con las funciones para las que se destine, se establezca a partir de niveles de importancia. En la práctica actual, dichos niveles se asignan a velocidades de diseño correspondientes a periodos de retorno constantes u óptimos.

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

En este inciso, según el nivel de importancia seleccionado para una estructura, las construcciones se clasifican en los grupos que se definen a continuación.

GRUPO A. Estructuras con un grado de seguridad elevado.

GRUPO B. Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado.

GRUPO C. Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad bajo.

E.1 Clasificación de las estructuras según su comportamiento a la acción del viento.

Por las características del comportamiento de las estructuras a los efectos dinámicos del viento, las construcciones se clasifican en cuatro tipos. Una vez que se establezca su clasificación, podrá seleccionarse el método para estimar las cargas de diseño provocadas por el viento sobre las estructuras.

TIPO 1 Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento.

TIPO 2 Estructuras que, por su alta relación de esbeltez o las dimensiones reducidas de su sección transversal, son sensibles a la turbulencia del viento y tienen periodos naturales que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes por la acción del viento.

TIPO 3 Estas estructuras, presentan todas las características de las del Tipo 2 y, además, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento al aparecer vórtices o remolinos periódicos que interactúan con la estructura

TIPO 4 Estructuras que por su forma y dimensiones o por la magnitud de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos inestables.

E.2 Determinación de la velocidad básica de diseño V_D .

La velocidad básica de diseño, V_D , es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma.

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

La velocidad básica de diseño, en km/h, se obtendrá con la ecuación siguiente:

$$V_D = F_T F_{Tz} V_R \quad \text{Ec. 8}$$

donde:

$V_D =$ *velocidad básica de diseño*

$F_T =$ *factor de topografía local*

$F_{Tz} =$ *factor de las características de exposición local*

$V_R =$ *velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio, $\frac{km}{h}$*

E.3 Mapas de isotacas, velocidad regional, VR.

Las velocidades regionales recomendadas para ambos procedimientos, se proporcionan bajo condiciones homogéneas preestablecidas: Categoría del terreno 2, velocidades asociadas con ráfagas de 3 segundos y evaluadas a 10 m de altura en terreno plano. Por tanto, al aplicar los factores de exposición y topografía, como se indica más adelante, se estarán considerando las condiciones reales del sitio de desplante, ver Mapa de Isotacas para Periodo de Retorno de 200 años del Manual de CFE – viento, página 4.2.1.4 (Fig. 2.2).

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

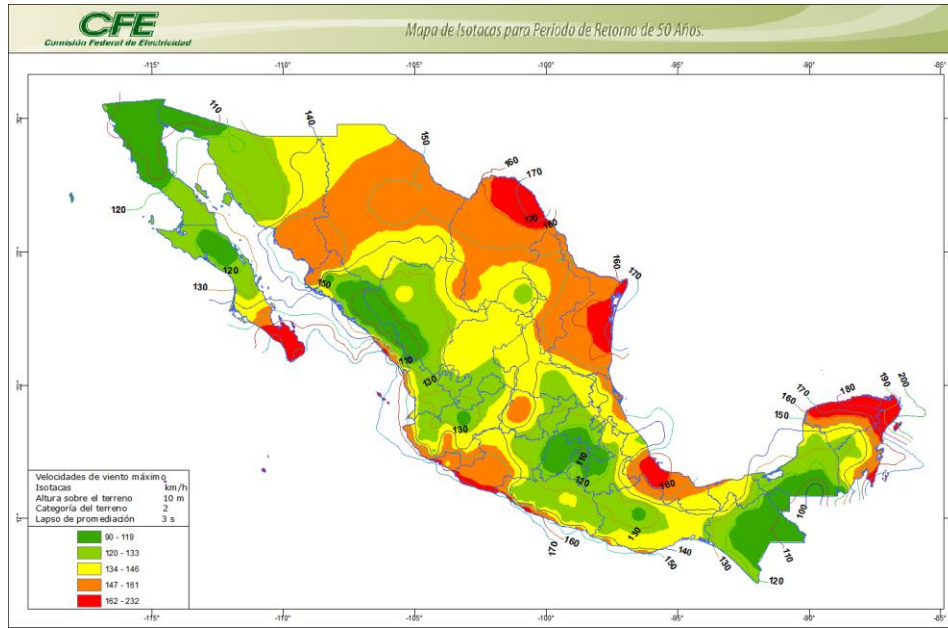


Figura 2.2 Mapa de isotacas en la República Mexicana.

E.4 Factor de exposición, Frz.

El factor de exposición local, Frz, establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno. Este factor se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes, donde los valores están dados por la tabla 2:

$$F_{rz} = C \quad \text{si } z \leq 10 \quad \text{Ec. 9}$$

$$F = C \left[\frac{z}{10} \right]^\alpha \quad 10 < z < \delta \quad \text{Ec. 10}$$

$$F = C \left[\frac{\delta}{10} \right]^\alpha \quad z \geq \delta \quad \text{Ec. 11}$$

donde:

z es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m.

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

- α el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional.
- δ la altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; en m.
- c el coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.

Las variables α , δ y c están en función de la rugosidad del terreno, los valores recomendados se presentan en la Tabla 1.

Categoría del terreno	α	δ (m)	c
1	0.099	245	1.137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0.881
4	0.170	455	0.815

Tabla 1. Tabla de valores para calcular factor de exposición.

F. Criterios de esfuerzos permisibles IMCA (2004).

F.1 Tipos de construcción.

Se permiten tres tipos básicos de construcción, con sus consideraciones de diseño correspondientes, bajo las condiciones que abajo se enumeran. Cada tipo determinará específicamente el tamaño de los miembros, el tipo y la capacidad de sus conexiones.

Tipo 1 designado comúnmente como “marco rígido” supone que las juntas entre vigas y columnas son lo suficientemente rígidas como para mantener prácticamente sin cambio los ángulos originales entre los miembros que se intersectan.

Tipo 2 designado comúnmente como “estructuración simple (extremos simplemente apoyados sin empotramiento). Supone que, en cuanto a cargas gravitacionales se refiere, los extremos de las vigas están unidos sólo para resistir fuerza cortante y están libres

para girar.

Tipo 3 designado comúnmente como “marco semirrígido” (extremos parcialmente empotrados). Supone las conexiones de las vigas una capacidad conocida y confiable de momento, inmediata entre la rigidez del Tipo 1 y la flexibilidad del Tipo 2.

F.2 Carga muerta.

La carga muerta estimada en el diseño consistirá del peso del acero utilizado y de todo el material unido o soportado permanentemente por él.

F.3 Carga viva.

La carga viva, incluyendo la carga de nieve si la hay, será la especificada en el código que sirve de base al diseño de la estructura, o la requerida por las condiciones del caso. Las cargas de nieve se aplicarán en el área completa de techo o en una porción del mismo y para el diseño se tendrán en cuenta las disposiciones probables de carga que produzcan los más altos esfuerzos en los miembros soportantes.

F.4 Acero estructural.

El material que se ajuste a una de las siguientes normas (en su última edición) podrá ser usado, bajo estas especificaciones:

Acero estructural con límite de fluencia mínimo de (253 y 352) Mpa y con un espesor máximo de 12,7 mm, NOM-B-99-1986 (ASTM A 529).

Los informes certificados de las pruebas hechas por el productor del acero, o los informes certificados de las pruebas efectuadas por el fabricante o por un laboratorio de ensayos y con la especificación correspondiente, construirán evidencia suficiente de conformidad con una de las normas NOM (ASTM) indicadas.

F.5 Metal de aportación y fundentes para soldadura.

Según el caso, los electrodos y fundentes para soldadura cumplirán con la última edición de una de las siguientes normas nacionales o de la Sociedad Americana de Soldadura (ASW).

F.6 Pernos conectores de cortante.

Los pernos conectores de cortante cumplirán con los requisitos de los artículos relativos de Código de Soldadura Estructural, AWS D1.1, de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS).

F.7 Esfuerzos permisibles.

Todos los componentes de la estructura serán diseñados de tal manera que los esfuerzos, en kg/cm².

F.8 Tensión.

Excepto para miembros conectados con pasadores F_1 no excederá $0,60F_y$ en el área total, ni de $0,50F_u$ en el área neta efectiva.

Para miembros conectados con pasadores: $F_1 = 0.45 F_y$ en el área neta.

F.9 Cortante.

El esfuerzo cortante que resistirá el área efectiva de la sección transversal se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F_V = 0.40F_y \qquad \text{Ec. 12}$$

En perfiles laminados y en perfiles armados, el área efectiva para resistir cortante podrá calcularse como el producto del peralte local por el espesor del alma.

F.10 Flexión.

Tensión y compresión en las fibras extremos de miembros compactados, laminados en caliente o armados, cargados en el plano de su eje menor, simétricos con respecto a dicho eje, y que cumplan con los requisitos de esta sección, se calculara con la siguiente expresión:

$$F_b = 0.66F_y \qquad \qquad \qquad Ec. 13$$

Para este caso, K se considera igual a la unidad.

F.11 Remaches, tornillos y partes roscadas.

Los esfuerzos permisibles de tensión y cortantes en remaches, tornillos y partes roscadas serán los indicados, en kg/cm², se aplicarán en el área del cuerpo nominal del remache (antes de colocar) o de la porción sin rosca de tornillos y partes roscadas, excepto para barras de rosca sobrepuesta.

Los tornillos de alta resistencia requeridos para soportar cargas aplicadas por medio de tensión directa, se diseñarán de manera que su esfuerzo de tensión promedio calculado con relación al área nominal del tornillo e independiente de la fuerza inicial de apretado, no exceda el esfuerzo apropiado. La carga total aplicada será la suma de la carga externa más cualquier tensión resultante de la acción de palanca producida por las deformaciones de las partes unidas.

F.12 Estabilidad y relaciones de esbeltez.

F.12.1 Generalidades.

Una estructura en su totalidad y cada uno de sus miembros deberán ser estables, en el diseño deberá tomarse en cuenta los efectos significativos de las cargas que resultan de la deformación de la estructura o de los elementos individuales del sistema que soporta

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

las cargas laterales, incluyendo los efectos sobre vigas, columnas, arriostramientos, conexiones y muros de cortante.

Para determinar la relación de esbeltez de un miembro cargado en compresión axial, Kl será su longitud efectiva y r el radio de giro correspondiente.

F.12.2 Relaciones máximas de esbeltez.

La relación de esbeltez, Kl/r , de miembros en compresión no excederá de 200.

La relación de esbeltez, Kl/r , de miembros en tensión que no sean barras, preferiblemente no excederá de:

Para miembros principales : 240

Capítulo III. Preliminares de proyecto.

3.1 Mecánica de suelos.

La Comisión Municipal de Agua Potable y Saneamiento (CMAS) de Xalapa, contempla la elaboración del Proyecto Ejecutivo de Cruces Especiales para el Emisor Murillo Vidal y Camino de acceso a la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, cuya finalidad es tratar las aguas residuales, producto de la población y desalojarlas a diferentes puntos; es por ello que en base a la elaboración del estudio de Geotecnia, nos proporcionan la capacidad de carga admisible del suelo:

$$Q_{adm-est} = 12 \frac{ton}{m^2}, \quad \text{para la condición de sismo } Q_{adm-din} = 13.56 \frac{ton}{m^2}$$

La información adicional del estudio de Geotecnia se presenta a continuación:

3.1.1 Pozos a cielo abierto.

Se realizaron dos sondeos por medio de 2 pozos a cielo abierto, uno en cada margen del arroyo en el sitio de proyecto de la estructura de cruce, con lo que se pretende conocer las características, disposición y propiedades del subsuelo para diseñar la estructura más adecuada y así consolidar la seguridad de la misma. El P.C.A. No.1 se realizó hasta una profundidad de 1.70 sobre la margen derecha del arroyo y el P.C.A No.2 se excavo hasta una profundidad de 1.60 metros sobre la margen izquierda del arroyo; de los cuales se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas representativas de los estratos. A los materiales extraídos de los estratos del pozo a cielo abierto (P.C.A.) se le hizo una clasificación preliminar en campo, las muestras se empacaron e identificaron perfectamente para llevarlas al laboratorio para su ensaye respectivo y clasificación definitiva.

3.1.2 Ensayes de laboratorio

Propiedades Índice: Los ensayos de laboratorio que se indican a continuación se efectuaron en las muestras obtenidas en los sondeos realizados para determinar el valor y variación de las propiedades índice, siendo las recomendaciones establecidas en las especificaciones de la A.S.T.M.

- A.) Identificación visual y al tacto de los diferentes estratos detectados.
- B.) Determinación de las siguientes propiedades índice: contenido de agua, granulometría, límites de Atterberg, pesos volumétricos, clasificación S.U.C.S., contracción lineal, entre otros.

Propiedades mecánicas: se le practicaron a las muestras representativas provenientes de los pozos a cielo abierto y paredes del talud, las siguientes pruebas:

- Compresión axial simple
- Triaxial no consolidada no drenada

3.1.3 Estratigrafía

Estratigrafía y propiedades de los suelos: teniendo en cuenta las características geológicas de la zona se realizaron los trabajos de exploración de campo, así como los correspondientes ensayos de laboratorio en las muestras obtenidas de los diferentes estratos para poder determinar la estratigrafía del subsuelo.

En la estratigrafía en general se encontró lo siguiente:

Pozo a cielo abierto P.C.A. No.1, una capa vegetal de 0.00 a 0.15 m. de profundidad; le subyace un estrato de arena limo-arcillosa (SM-SC) de color café claro de 0.15 a 0.65 de profundidad; por debajo de esta se tiene un estrato de limos arcillosos (ML) de baja a media plasticidad de color café rojizo de 0.65 a 1.10 m. de profundidad; por último se tiene una arena limo-arcillosa (SM-SC) de compacidad media de color gris oscuro de 1.10 a 1.70 m., fin del sondeo.

Pozo a cielo abierto P.C.A. No.2, una capa o estrato de arena limo-arcillosa (SM-SC) de color café claro de compacidad media de 0.00 a 0.30 de profundidad; por debajo de esta se tiene un estrato de limos arenosos (MH) de alta plasticidad de color café claro de 0.30 a 1.40 m. de profundidad; por último se tiene una capa de limos arenosos de alta plasticidad color café claro con fragmentos de roca tamaño máximo de 15" (MH), fin del sondeo.

De acuerdo a los materiales detectados en los P.C.A. el material se clasifica como A (0%), B (70%) y C (30%).

3.1.4 Análisis y diseño

De acuerdo al perfil estratigráfico del sitio en estudio y conforme a los criterios que dicta la experiencia en mecánica de suelos, se revisaron los siguientes parámetros, los cuales permitirán definir el tipo de cimentación más adecuada, la capacidad de carga y profundidad de desplante, y así asegurar un buen comportamiento de la estructura a proyectar.

Elección del tipo de cimentación: considerando el tipo de estructura que se construirá en el sitio en estudio, se considera la posibilidad de utilizar una losa de cimentación o zapatas aisladas de concreto hidráulico.

Profundidad de desplante: la cimentación quedará apoyada superficialmente a una profundidad aproximada de 1.50 metros, referida al nivel del terreno natural el sitio de proyecto.

3.1.5 Determinación de la capacidad de carga

Se estimó la capacidad de carga para una losa de concreto hidráulico, para la determinación de la capacidad de carga se utilizó el criterio para suelos cohesivo-friccionantes de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$qc = cNc + \gamma DfNq + \frac{1}{2}BN\gamma \quad \text{pero} \quad qa = \frac{qc}{F.S}$$

Donde:

$$qa: \text{capacidad de carga, en } \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

F.S: factor de seguridad, adimensional

La capacidad de carga para losa de cimentación o zapata desplantada superficialmente a 1.50 metros de profundidad, referida al nivel del terreno ya despalmado resultó de 12.00 ton/m²

3.1.6 Asentamientos

Los probables hundimientos instantáneos verticales que ocurran debido al peso de la estructura a corto plazo serán de tipo elástico, es decir, que tendrán lugar durante la construcción; se estimaron con el criterio de Steinbrenner a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta h = (qB(1 - \mu^2)IW)/Es$$

Donde;

Δh = asentamiento total, en m

q = presión aplicada sobre el cimiento, en $\frac{ton}{m^2}$

B = ancho de la cimentación, en m

Es = módulo de elasticidad del suelo

μ = relación de Poisson

IW = coeficiente de influencia

Los asentamientos inmediatos o a corto plazo, para diferentes cargas y ancho de zapata, resultaron menores a 1.0 cm, serán del tipo elástico y tendrán lugar durante la construcción.

RESULTADOS DE PRUEBAS EN POZOS A CIELO ABIERTO

Proyecto:	CRUCE AEREO DEL EMISOR MURILLO VIDAL
Ubicación:	XALAPA, ESTADO DE VERACRUZ
Fecha:	MAYO DE 2008.
Pozo:	P.C.A. No.1

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

POZO No.	P.C.E.E. mts.	MUESTRA	GRANULOMETRIA			DESCRIPCION	W %	LL %	IP %	CL %	Ss	γ_m	e	Gw %	qu kg/cm ²
			G	S	F										
N.T.N															
	0,00				CAPA VEGETAL										
	0,15		0	52	48	ARENA LIMO-ARCILLOSA DE COMPACIDAD MEDIA COLOR CAFÉ CLARO (SM-SC)	36,4	49,6	17,7	7,28					
	0,65		0	46	54	LIMOS ARENOSOS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ ROJIZO (ML)	45	48,8	21,7	5,61					
	1,10		0	58	42	ARENA LIMO-ARCILLOSA DE COMPACIDAD MEDIA COLOR GRIS OSCURO (SM-SC)	52,2	56,5	18,7	4,78					
	1,70					NO SE DETECTO EL N.A.F.									

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

RESULTADOS DE PRUEBAS EN POZOS A CIELO ABIERTO

Proyecto:	CRUCE AEREO DEL EMISOR MURILLO VIDAL
Ubicación:	XALAPA, ESTADO DE VERACRUZ
Fecha:	MAYO DE 2008.
Pozo:	P.C.A. No.2

POZO No.	P.C.E.E. mts.	MUESTRA	GRANULOMETRIA			DESCRIPCION	W %	LL %	IP %	CL %	Ss	γ_m	e	Gw %	qu kg/cm ²
			G	S	F										
N.T.N															
	0,00														
	0,30		0	54	46	ARENA LIMO-ARCILLOSA DE COMPACIDAD MEDIA COLOR CAFÉ CLARO (SM-SC)	31,9	52,4	20,6	7,92					
3															
	1,40		0	28	72	LIMOS ARENOSOS DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ CLARO (MH)	37,9	52	22,3	6,67					
	1,60		0	34	66	LIMOS ARENOSOS DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ CLARO CON FRAG. DE ROCA TAM. MAX. 15" (MH)	33,7	51,6	20,9	7,2					
			NO SE DETECTO EL N.A.F.												

3.2 Reconocimiento de campo.

Como parte del desarrollo del proyecto, se realizó un recorrido por la ruta del colector Murillo Vidal y en particular al sitio de cruce con el “Arroyo Limpio”, en el cual se desarrollará el proyecto, con el objeto de realizar un reporte fotográfico y conocer las características específicas del sitio, de manera que se tenga toda la información necesaria para el desarrollo del proyecto. A continuación se presenta el reporte fotográfico correspondiente.

REPORTE FOTOGRAFICO

RECORRIDOS DE CAMPO



FOTO 1. SITIO PARA EL CRUCE AEREO CE-3, VISTA DESDE LA MARGEN DERECHA DEL ARROYO LIMPIO.



FOTO 2. VISTA DE LA MARGEN IZQUIERDA DEL ARROYO LIMPIO, SITIO DE CRUCE AEREO CE-3.



FOTO 3. SITIO DE CRUCE AEREO CE-3, VISTA HACIA AGUAS ARRIBA DEL ARROYO LIMPIO (MARGEN DERECHA).

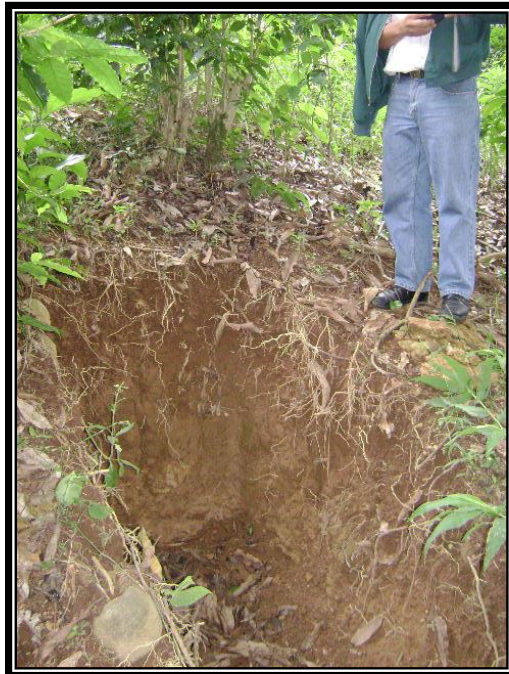


FOTO 4. SONDEO REALIZADO PARA ESTUDIO DE GEOTECNIA EN LA MARGEN DERECHA DEL ARROYO LIMPIO, SITIO PARA CRUCE AEREO CE-3.

Capítulo IV. Datos específicos del proyecto

4.1 Análisis de información.

Tomando en cuenta la información recabada en el recorrido de campo, de la obtenida mediante el análisis del trazo definitivo del colector, y el levantamiento topográfico de detalle, se procedió a la realización del dimensionamiento de la estructura. Como resultado del análisis se determinó proyectar una estructura de 40 metros de longitud y 2.50 metros de peralte, formada mediante un sistema de dos armaduras paralelas separadas 2.50 metros entre sí y unidas mediante contra-venteos horizontales en la parte inferior y superior.

El tubo de acero de 122 cms, para el cruce del colector se alojará entre las dos armaduras y se apoyará mediante silletas en los elementos estructurales del contra-venteo inferior.

Las cuerdas inferior y superior de cada armadura así como los elementos montantes, diagonales y contra-venteos, consisten de elementos angulares rolados en caliente conformando la geometría propuesta según se muestra en el plano estructural.

Los apoyos extremos de la armadura consistirán de muros de concreto reforzado sobre zapatas del mismo material desplantadas a una profundidad mínima de 1.50 metros con respecto al nivel de terreno natural, de acuerdo con las recomendaciones propuestas en el estudio de geotecnia correspondiente.

4.2 Especificaciones.

En la elaboración del presente proyecto, se consideran las especificaciones contenidas en los siguientes documentos:

- a) Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño sismo (C.F.E.-MDOC-2008)
- b) Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Viento (C.F.E.-MDOC-2008)
- c) Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.
- d) Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto.

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

- e) Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Acero.
- f) Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones.
- g) Normas del American Institute of Steel Construction (AISC).
- h) Normas de la American Welded Society (AWS).

La mayoría de las especificaciones han sido mencionados en el capítulo anterior.

4.3 Solicitaciones.

Las acciones consideradas actuando sobre los diferentes elementos que constituyen el sistema estructural del cruce son las siguientes:

- a) Cargas Gravitacionales.
- b) Cargas Vivas
- c) Viento
- d) Sismo.

4.4 Criterios de Diseño.

a. Concreto reforzado:

a.1 Diseño por Resistencia Última.

Para el diseño de todos elementos de concreto reforzado de la estructura se aplicará el criterio de diseño por resistencia última propuesto en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus normas Técnicas Complementarias.

En general se tomarán en cuenta las siguientes combinaciones:

$$U 1= 1.5 (CM + Cvm)$$

$$U 2= 1.2 (CM + Cvi + Si)$$

$$U 3= 1.2 (CM + Cvi + Vi)$$

donde:

CM = efectos de carga muerta.

Cvm = efectos de carga viva máxima.

Cvi = efectos de carga viva instantánea.

Si = efectos de sismo.

Vi = efectos de viento.

U1, U2 , U3 = efectos últimos de diseño.

b. Acero estructural :

b.1 Diseño por Esfuerzos Permisibles.

Para el diseño de todos elementos de acero estructural, se aplicará el criterio de diseño por Esfuerzos Permisibles propuesto en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus normas Técnicas Complementarias.

4.5 Criterio de Diseño por Sismo.

Para el diseño por sismo se tomará en cuenta lo especificado por el Manual de Diseño de Obras Civiles – Diseño por Sismo de la C.F.E., según el cual la presente estructura se le clasifica como sigue:

Estructura tipo 1

Grupo A

Zona Sísmica B

Suelo Tipo II

Espectros de diseño sísmico						
Zona Sísmica	Tipo de suelo	A0*	C	Ta(s)	Tb(s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla 2. Espectros de Diseño Sísmico

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

Coeficiente Sísmico $C = 1.50 \times 0.30 = 0.45$

$AO^* = 0.08$
 $Ta = 0.30$
 $Tb = 1.50$
 $r = 0.666$

Con los datos anteriores obtenemos el espectro de diseño para $Q=2$, fig. 4.1



Fig. 4.1 Espectro de diseño sísmico

Factor de Comportamiento Sísmico:

$Q_x = Q_y = 2$

4.6 Criterio de Diseño por Viento.

Para el diseño por viento se tomará en cuenta lo especificado por el Manual de Diseño de Obras Civiles – Diseño por Viento de la C.F.E., según el cual la presente estructura se le clasifica como sigue:

Según su respuesta estructura tipo 1
 Según su importancia grupo A
 Categoría de terreno tipo 3
 Clase de estructura tipo B

Valores de A, B y C				
Categoría del terreno	α			$\delta(m)$
	Clase de estructura			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.171	0.177	0.193	455

Tabla 3

4.6.1 Velocidad de diseño.

De acuerdo con el mapa de velocidades regionales propuesto en el Manual de Diseño por Viento de la C.F.E., para una estructura del grupo A con periodo de retorno de 200 años, se tiene una $V_r = 160$ km/h.

Velocidad de viento máximo	
Isótacas	km/h
Altura sobre el terreno	10 m
Categoría del terreno	3
Lapso de promediación	3 s
100-136	
137-153	
154-168	
169-195	
196-284	

Tabla 4. Velocidad de viento máximo

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

Aplicando los factores propuestos correspondientes a la topografía, altura y categoría del terreno se obtiene la velocidad de diseño.

Factor de topografía local, FT.		
sitios	Topografía	T
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento +	0.8
	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano, como abierto, ausencia de cambios topográficos importantes con pendientes menores que 5%	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1.1
	cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que el 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón islas.	1.2

Tabla 5

Clase de estructura según su tamaño.		
Clase	Descripción	FC
A	Todo elemento de recubrimiento de fachadas, de ventanerías y de techumbres y sus respectivos expuestos directamente a la acción del viento. Así mismo, todas las construcciones cuya mayor dimensión, horizontal o vertical sea menor que 20 m.	1.00
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión. Ya sea horizontal o vertical varíe entre 20 – 50 m.	0.95
C	Todas las construcciones cuya mayor dimensión. Ya sea horizontal o vertical sea mayor que 50 m.	0.90

Tabla 6

Según la ec. (4.2.1) del manual de CFE, la velocidad de diseño se obtiene como:

$$V_d = F_t \times F_a \times V_r$$

donde:

V_d = velocidad básica de diseño

F_t = factor de topografía local

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

V_r = velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio, km/h

$$Frz = c \left(\frac{z}{\delta} \right)^\alpha$$

donde:

- z es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m,
- α el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional,
- δ la altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; en m, y
- c el coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.

$$c = 1.56 \quad z = 10 \text{ m} \quad \delta = 390 \text{ m} \quad \alpha = 0.16 \quad V_r = 160 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

$$Frz = 1.56 \times \left(\frac{10 \text{ m}}{390 \text{ m}} \right)^{0.16} = 0.87$$

$$F_t = 0.8 \quad F_c = 0.95$$

$$V_d = F_t \times F_c \times Frz \times V_r$$

$$V_d = 0.80 \times 0.95 \times 0.87 \times 160 \frac{\text{km}}{\text{h}} = 105.80 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

4.6.2 Presión dinámica

Altitud, hm (msnm)	Presión barométrica, Ω (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	630
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

Tabla 7

El valor de G_a se obtiene con la siguiente expresión, según CFE, ec. (4.2.10) :

$$G_a = (0.392 \times \Omega / (273 + t))$$

donde:

Ω es la presión barométrica, en mm de Hg

t la temperatura ambiental, en °C.

$$\Omega = 630 \text{ mm} \quad t = 18^\circ\text{C}$$

De la ecuación :

$$q_z = 0.0048 \times G_a \times Vd^2$$

$$G_a = (0.392 \times 630 \text{ mm} / (273 + 18^\circ\text{C})) = 0.8487$$

donde:

Vd es la velocidad básica de diseño, en km/h, definida en el inciso 4.2.

q_z la presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en Pa (pascales).

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

G_a el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

$$q_z = 0.0048 \times 0.8487 \times (105.80)^2 = 45.60 \frac{kg}{m^2}.$$

Finalmente, la presión de diseño se obtiene con la ec. (4.2.11) de la CFE.

$$P_z = C_p q_z$$

donde:

P_z = presión de diseño

$C_p = 1.30$, coeficiente de presión exterior

$$P = 1.30 \times 45.60 \frac{kg}{m^2} = 59.28 \frac{kg}{m^2}$$

$$P = 1.30 \times 45.60 \frac{kg}{m^2} = 59.28 \frac{kg}{m^2}$$

4.7 Especificaciones de Materiales

- Concreto $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, en plantillas
- Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, en estructura.
- Acero de Refuerzo $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero Estructural en placas, perfiles laminados en caliente y anclas $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero Estructural en perfiles rolados en frío monten y P.T.R.
 $f_y = 3,520 \text{ kg/cm}^2$.
- Capacidad de carga admisible del suelo: $Q_{adm-est} = 12 \text{ ton/m}^2$.

Para la capacidad de carga admisible.

- Para condición de sismo $Q_{adm-din} = 13.56 \text{ ton/m}^2$.

Capítulo V. Análisis y Diseño Estructural de los Elementos de Armadura.

De acuerdo con la configuración geométrica propuesta, se tendrá una estructura de 40.00 metros de longitud a ejes, formada por dos armaduras con 2.50 metros de peralte con cuerdas paralelas separadas entre si 2.50 metros y unidas mediante contra-venteos en la parte inferior y superior, las cuerdas superior e inferior de las armaduras así como los montantes, diagonales y contra-venteos se formaran con perfiles angulares laminados en caliente, ver Tabla 8 y Figs. 5.1, 5.2, y 5.3

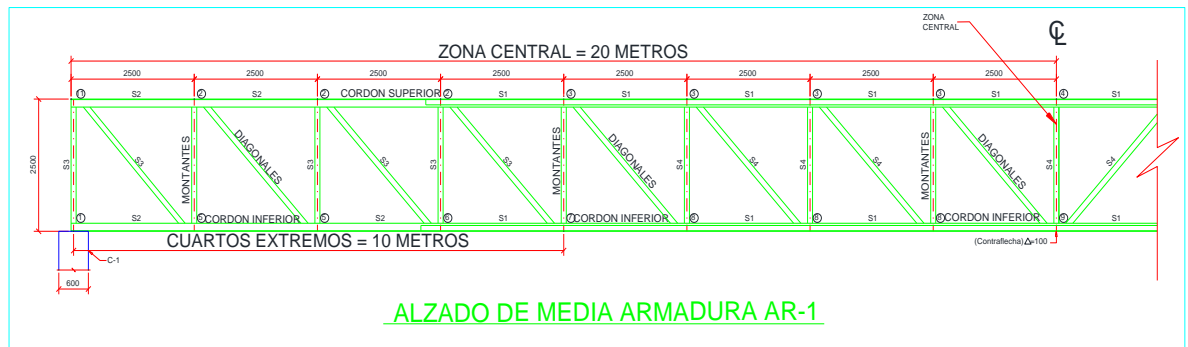


Fig. 5.1. Alzado de Armadura Principal

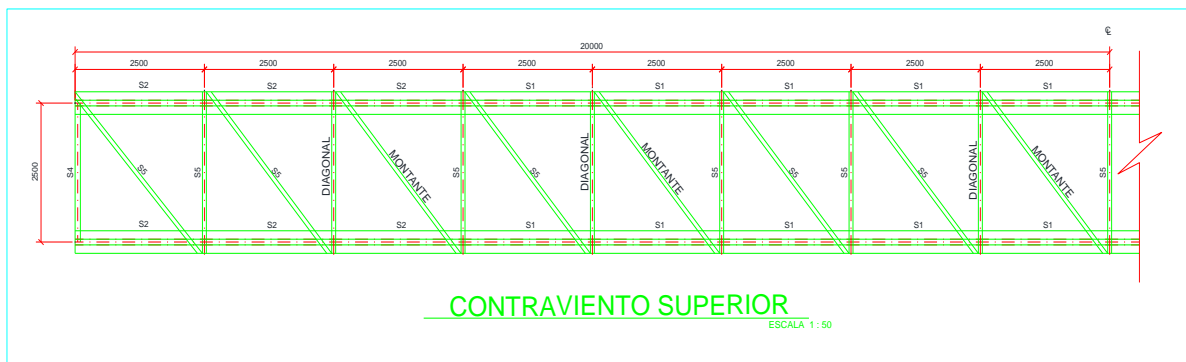


Fig. 5.2. Alzado del Contraviento Superior

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

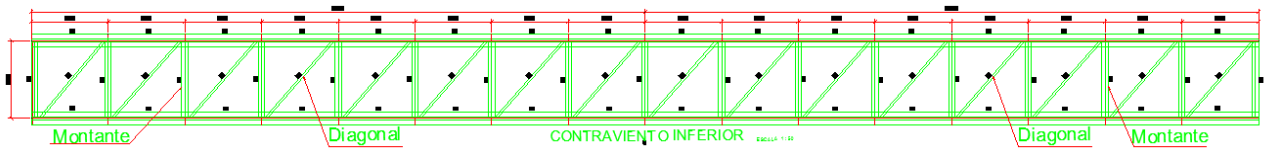


Fig. 5.3 Alzado del Contraviento Inferior

En el espacio comprendido entre las dos armaduras se alojará el tubo del colector, apoyado sobre los elementos del contraviento inferior que une las armaduras.

Los apoyos extremos de las armaduras serán muros de concreto reforzado sobre zapatas aisladas desplantadas a una profundidad mínima de 150 cm abajo del nivel de terreno natural.

Determinación de las cargas debidas al peso propio de la estructura.

MARCA	PERFIL	OPERACION	PESO (kg)
C.S.	4LI152x13	4 pzasx40mx29.17kg/m	4667.20
C.I.	4LI152x13	4 pzasx40mx29.17kg/m	4667.20
MONTANTES.	2LI102x8	32pzasx2.50mx12.20kg/m	976.00
	LI102x8	18pzasx2.50mx12.20kg/m	549.00
DIAGONALES.	2LI102x8	32pzasx3.60mx12.20kg/m	1405.50
	LI102x8	16pzasx3.60mx12.20kg/m	702.75
C.V. SUP.	LI76x6	16pzasx3.80mx7.30kg/m	443.85
	LI76x6	17pzasx2.80mx7.30kg/m	347.50
C.V. INF.	2LI102x8	32pzasx2.80mx12.20kg/m	1093.50
	LI76x6	32pzasx3.80mx7.30kg/m	887.50
SILLETAS.	PL e=8	9pzas x 50kg	450.00
		TOTAL	16190.00 kgs

Tabla 8. Secciones de la estructura

donde:

C.S. = cuerda superior.

C.I. = cuerda inferior

C.V. SUP = contra venteo superior

C.V. INF = contra venteo inferior

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

Con el peso total determinado, se obtendrán las cargas puntuales actuantes en los nudos de las armaduras debidos al peso propio de la estructura, se determinarán además las cargas debidas al peso propio del tubo del colector, la carga viva del agua residual, las cargas sísmicas y de viento, las cuales se aplicarán al modelo de la estructura para efectuar el análisis y obtener las combinaciones de diseño que permitan diseñar cada uno de los elementos que constituyen la estructura.

Las cargas muertas, vivas y accidentales actuantes sobre los nudos inferiores de las armaduras son las siguientes:

1. Nudos en apoyo.

a. Cargas muertas:

$P=16190.00$ kg, peso de la armadura $L=40$ m 2 armaduras

$$P1 = \frac{P}{L}$$

$$P1 = \frac{16190.00 \text{ kg}}{40 \text{ m}} = 404.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$P2 = \frac{P1}{2}$$

$$P2 = \frac{404.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{2} = 202.375 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

b. Tubería:

$$\emptyset = 122 \text{ cm} \quad r = 61 \text{ cm} \quad e = 1.27 \text{ cm} \quad P_{\text{tub}} = 377.81 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Donde:

$$\emptyset = \text{diámetro} \quad r = \text{radio} \quad e = \text{espesor del tubo}$$

$P_{\text{tub}} = \text{peso de la tubería}$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$P_{tub} = \frac{P_{tub}}{2}$$

$$P_{tub} = \frac{377.81}{2} = 188.905 \frac{kg}{m}$$

$$L1 = 2.50 m \quad L2 = 5.0 m \quad P2 = 202.375 \frac{kg}{m}$$

c. estructura y colector

$$Est = L1 \times P2$$

$$Col = L2 \times P_{TUB}$$

donde:

Est = estructura

Col = colector

$$Est = 2.50 \times 202.375 = 505.94 \text{ kg}$$

$$Col = 5.00 \times 189 = 945.00 \text{ kg}$$

$$\Sigma = 1450.94 \text{ kg}$$

d. Cargas vivas:

d1. Peso del agua en la tubería

$$L2 = 5.0 M \quad r = 0.61 m \quad P_{agua} = 1020 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{agua \text{ en tub}} = L2 \times \pi r^2 \times P_{agua} \times 0.5$$

donde:

P_{agua} = peso del agua

$$P_{agua \text{ en tub}} = 5m \times \pi \times 0.61^2 \times 1020 \text{ kg/m}^3 \times 0.5 = 2980.92 \text{ kg}$$

donde:

P_{agua en tub} = peso del agua en tubería

e. Cargas instantáneas:

e.1. Carga sísmica

$$Sismo = (Est + Col + Agua) \times C / 2$$

$$C = 0.45 \text{ coef sísmico} \quad Est = 505.94 \text{ kg} \quad Col = 945.00 \text{ kg}$$

$$Agua = 2980.92 \text{ kg}$$

$$Sismo = (1450.94 \text{ kg} + 2982.92 \text{ kg}) \times \frac{0.45}{2} = 997.16 \text{ kg}$$

$$L2 = 5.0 \text{ m} \quad h = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ m} \quad P = 59.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

e2. Carga por viento

$$Viento = L2 \times h \times P$$

$$Viento = 5.0 \text{ m} \times 1.25 \text{ m} \times 59.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 370.05 \text{ kg}$$

2. Nudos intermedios:

a. Cargas muertas:

$$L1 = 2.50 \text{ m} \quad P2 = 202.375 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad P_{tub} = 188.905 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$Est = L1 \times P2$$

$$Col = L1 \times P_{tub}$$

$$Est = 2.50 \times 202.375 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 505.94 \text{ kg}$$

$$Col = 2.50 \times 188.91 = 472.28 \text{ kg}$$

$$\Sigma = 978.22 \text{ kg}$$

b. Cargas vivas:

$$\text{Agua} = L1 \times \pi \times r^2 \times P_{\text{agua}} \times 0.5$$

$$L1 = 2.5 \text{ m} \quad r = 0.61 \text{ m} \quad P_{\text{agua}} = 1020 \text{ kg}$$

$$\text{Agua} = 2.5 \times \pi \times 0.61^2 \times 1020 \times 0.5 = 1490.46 \text{ kg}$$

c. Cargas instantáneas:

c.1 Carga por sismo

$$\text{Sismo} = (\text{Est} + \text{Col} + \text{Ag}) \ C/2$$

$$C = 0.45 \text{ coef. Sismico} \quad \text{Est} = 505.94 \text{ kg} \quad \text{Col} = 472.280 \text{ kg}$$

$$\text{Agua} = 1490.46 \text{ kg}$$

$$\text{Sismo} = (978.22 + 1490.46) \frac{0.45}{2} = 555.45 \text{ kg}$$

c.2 Carga por viento

$$\text{Viento} = L1 \times h \times P$$

$$L1 = 2.50 \text{ m} \quad h = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ m} \quad P = 59.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Viento} = 2.50 \times 1.25 \times 59.28 = 185.25 \text{ kg}$$

V.1 Análisis y diseño de la armadura principal AR1.

Para obtener los elementos mecánicos de diseño de los elementos constitutivos de la armadura y su soporte, se modela la geometría con el **Software Eco**, a la cual se

aplican las cargas determinadas anteriormente en los nudos inferiores, a partir de donde se obtienen las combinaciones de carga para obtener los valores de diseño.

V.2 Diseño estructural

V.2.1 Diseño de Cuerda Superior.

Para el centro del claro.

Sección S1:

$$C_{cm} = 77.645 \text{ ton}$$

$$C_{cvi} = 3.20 \text{ ton}$$

$$C_{total} = 80.85 \text{ ton}$$

donde:

$$C_{cm} = \text{carga muerta} + \text{carga viva} \quad C_{cvi} = \text{carga de viento}$$

Para $2L152 \times 13 + 2L102 \times 8$

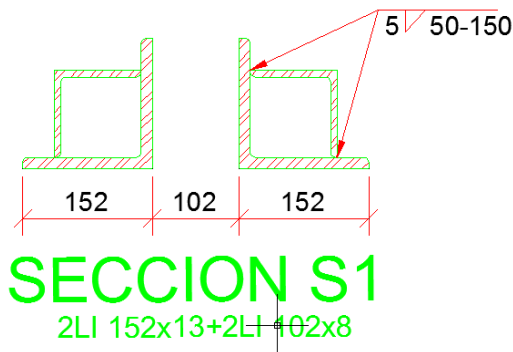


Fig.5.4 sección S1 cuerda superior de la fig. 5.1

$$A_s = 2(37.19 + 15.48) = 105.16 \text{ cm}^2$$

$$K = 1 \quad L = 250 \text{ cm} \quad r = 3.6 \text{ cm}$$

donde:

r= radio de giro

K= es la relación de esbeltez para elementos empotrados.

Para el diseño por Esfuerzos Admisibles se tomará en cuenta lo especificado por el Manual Monterrey, para miembros a compresión, ver tabla 9.

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

miembros principales y secundarios: KL/r, no mayor de 120

Esfuerzos admisibles para miembros en compresión													
Miembros principales y sec. con kl/r no mayor de 120						Miembros principales con kl/r de 121 a 200				Miembros sec* con l/r de 121 a 200			
Kl/r Fa Kg/cm ²		Kl/r Fa Kg/cm ²		Kl/r Fa Kg/cm ²		Kl/r Fa Kg/cm ²		Kl/r Fa Kg/cm ²		Kl/r Fa Kg/cm ²		Kl/r Fa Kg/cm ²	
1	1516	41	1344	81	1072	121	713	161	405	121	716	161	510
2	1513	42	1338	82	1064	122	702	162	400	122	709	162	506
3	1510	43	1332	83	1056	123	693	163	395	123	703	163	503
4	1507	44	1326	84	1048	124	682	164	390	124	696	164	501
5	1504	45	1320	85	1040	125	671	165	386	125	689	165	498
6	1501	46	1315	86	1031	126	662	166	381	126	682	166	495
7	1498	47	1308	87	1024	127	651	167	376	127	674	167	492
8	1494	48	1302	88	1015	128	641	168	372	128	667	168	489
9	1481	49	1297	89	1007	129	631	169	368	129	661	169	487
10	1488	50	1290	90	998	130	622	170	364	130	654	170	484
11	1484	51	1284	91	991	131	612	171	359	131	648	171	482
12	1480	52	1278	92	982	132	603	172	355	132	641	172	480
13	1477	53	1271	93	973	133	593	173	351	133	635	173	477
14	1473	54	1265	94	965	134	585	174	347	134	629	174	475
15	1469	55	1259	95	956	135	576	175	343	135	623	175	473
16	1465	56	1252	96	948	136	567	176	339	136	617	176	471
17	1461	57	1245	97	939	137	560	177	335	137	612	177	469
18	1457	58	1239	98	930	138	551	178	331	138	606	178	467
19	1453	59	1233	99	921	139	543	179	328	139	600	179	465
20	1448	60	1226	100	913	140	536	180	324	140	596	180	463
21	1444	61	1218	101	903	141	528	181	321	141	590	181	461
22	1440	62	1212	102	894	142	521	182	317	142	585	182	459
23	1435	63	1205	103	885	143	513	183	314	143	580	183	458
24	1431	64	1198	104	877	144	506	184	310	144	575	184	456
25	1426	65	1191	105	867	145	499	185	307	145	571	185	454
26	1422	66	1184	106	858	146	493	186	304	146	566	186	453
27	1417	67	1177	107	849	147	486	187	300	147	562	187	451
28	1412	68	1170	108	840	148	480	188	297	148	558	188	450
29	1407	69	1162	109	830	149	473	189	294	149	553	189	449
30	1402	70	1155	110	821	150	467	190	291	150	549	190	447
31	1397	71	1148	111	811	151	461	191	288	151	545	191	446
32	1392	72	1140	112	802	152	454	192	285	152	541	192	445
33	1387	73	1133	113	792	153	449	193	282	153	537	193	444
34	1382	74	1126	114	783	154	443	194	279	154	534	194	443
35	1377	75	1118	115	773	155	437	195	276	155	529	195	442
36	1371	76	1110	116	763	156	432	196	274	156	526	196	441
37	1365	77	1103	117	753	157	426	197	271	157	522	197	440
38	1360	78	1095	118	743	158	420	198	268	158	520	198	439
39	1355	79	1088	119	733	159	416	199	265	159	516	199	438
40	1349	80	1080	120	723	160	410	200	262	160	513	200	437

* k=1 para miembros secundarios

Tabla 9. Esfuerzos admisibles para miembros en compresión

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$\frac{Kl}{r} = \frac{250}{3.76} = 66.49 \quad \text{por tanto, de la tabla 7,} \quad Fa = 1177 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Cap = As \times Fa$$

$$Cap = 105.16 \text{ cm}^2 \times 1177 \frac{kg}{cm^2} = 123773 \text{ kg} > C_{total} = 80850 \text{ kg}$$

Se colocarán 2LI152X13+2LI102X8 en cajón como cuerda superior en la zona central.

Para los cuartos extremos

Sección S2:

$$C_{cm} = 58.126 \text{ ton}$$

$$C_{cvi} = 2.40 \text{ ton}$$

$$C_{total} = 60.53 \text{ ton}$$

donde:

$$C_{cm} = \text{carga muerta} + \text{carga viva} \quad C_{cvi} = \text{carga de viento}$$

Para 2LI152 × 13

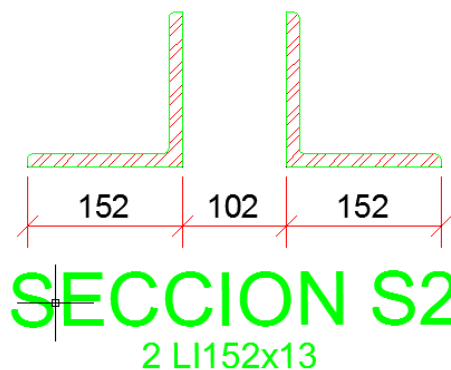


Fig. 5.5 sección S2 cuerda superior de la fig. 5.1 (cuartos extremos)

$$As = 2(37.10) = 74.20 \text{ cm}^2$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$K = 1 \quad L = 250 \text{ cm} \quad r = 2.99 \text{ cm}$$

Mimbros principales y secundarios: KL/r , no mayor de 120

$$\frac{Kl}{r} = \frac{250}{2.99} = 83.61 \quad \text{por tanto, de la tabla 7,} \quad Fa = 1048 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Cap = As \times Fa.$$

$$Cap = 74.20 \text{ cm}^2 \times 1048 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 77761 \text{ kg} > Ctotal = 60530 \text{ kg}$$

Se colocarán 2LI152X13 como cuerda superior en la zona de los cuartos extremos.

V.2.2 Diseño de cuerda inferior.

Para la zona central.

Sección S1:

$$Tcm = 75.93 \text{ ton}$$

$$Tcvi = 35.19 \text{ ton}$$

$$Ttotal = 111.12 \text{ ton}$$

donde:

$$Tcm = \text{carga muerta} + \text{carga viva} \quad Tcvi = \text{carga de viento}$$

Para 2LI 152 × 13 + 2LI 102 × 8

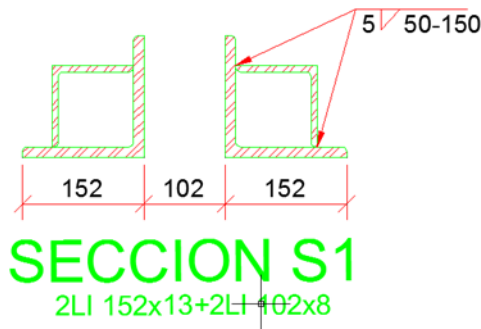


Fig.5.6 sección S1 cuerda inferior para el centro del claro de la fig. 5.1

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$A_s = 2(37.10 + 15.48) = 105.16 \text{ cm}^2.$$

Capacidad a tensión.

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F = 0.6F_y$$

$$C_t = A_s \times F$$

$$C_t = 105.16 \text{ cm}^2 \times 0.6 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 159.632 \text{ kg} \quad > T_{total} = 111.120 \text{ kg}$$

Se colocarán 2LI152x13+2LI102x8 en cajón como cuerda inferior en la zona central.

Para los cuartos extremos.

Sección S2:

$$T_{cm} = 46.46 \text{ ton}$$

$$T_{cvi} = 11.82 \text{ Ton}$$

$$T_{total} = 58.28 \text{ Ton}$$

donde:

$$T_{cm} = \text{carga muerta} + \text{carga viva} \quad T_{cvi} = \text{carga de viento}$$

$$\text{Para} = 2LI152 \times 13$$

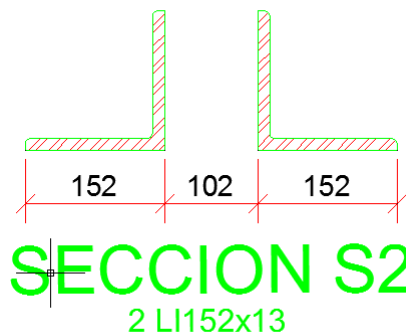


Fig.5.7 sección S2 cuerda inferior de la fig. 5.1 (cuartos extremos)

$$A_s = 2(37.10) = 74.20 \text{ cm}^2$$

Capacidad a tensión.

$$F_y = 2530 \frac{kg}{cm^2} \quad F = 0.6F_y$$

$$C_t = A_s \times F$$

$$C_t = 74.20 \times 0.60 \times 2530 = 112635 \text{ kg} > T_{total} = 58280 \text{ kg}$$

Se colocarán 2LI152x13 como cuerda inferior en la zona de los cuartos extremos.

Diseño de Montantes.

Para la zona de apoyo.

Sección S3:

$$C_{total} = 17.83 \text{ Ton}$$

Para 2LI102 x 8 en cajón

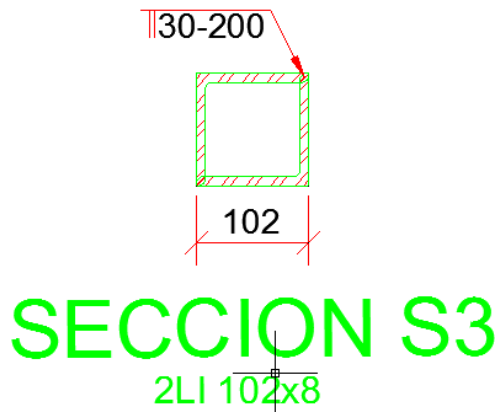


Fig. 5.8 Sección S3 de la fig. 5.1 en zona de apoyo

$$A_s = 2(15.48) = 30.96 \text{ cm}^2$$

$$K = 1 \quad L = 250 \text{ cm} \quad r = 3.76 \text{ cm}$$

miembros principales y secundarios: KL/r , no mayor de 120

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$\frac{KL}{r} = \frac{250}{3.76} = 66.49 \quad \text{por tanto, de la tabla 7,} \quad Fa = 1177 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Cap = 30.96 \text{ cm}^2 \times 1177 \frac{kg}{cm^2} = 36439 \text{ kg} > C_{total} = 17830 \text{ kg}$$

Se colocarán 2L1102X8 en cajón como montante en la zona de apoyo.

Soldadura.

Par cordon de $e = 6\text{mm}$.

$$Fy = 2530 \frac{kg}{cm^2} \quad F = 0.4Fy$$

$$Lw = \frac{Ct}{F \times \cos(45) \times e}$$

donde:

$Lw = \text{longitud de cordón}$

$$Lw = \frac{17830 \text{ kg}}{0.4 \times 2530 \frac{kg}{cm^2} \times \cos(45) \times 0.6 \text{ cm}} = 41.53 \text{ cm}$$

Se soldaran todos los puntos de contacto entre el montante y las cuerdas con cordón corrido de 6mm.

Para la zona central.

Sección S4:

$$C_{total} = 10.96 \text{ ton}$$

Para 2LI 102 × 6 en cajón

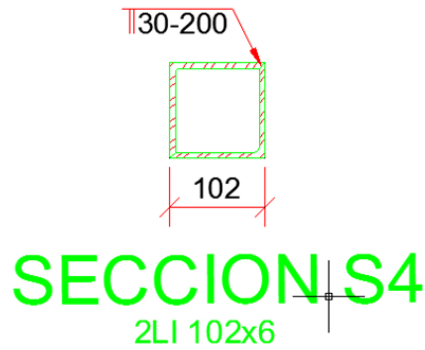


Fig. 5.9 Sección S4 de la figura 5.1 de la zona central

$$A_s = 2(12.52) = 25.04 \text{ cm}^2$$

$$K = 1 \quad L = 250 \text{ cm} \quad r = 3.84 \text{ cm}$$

Miembros principales y secundarios: KL/r , no mayor de 120

$$\frac{250}{3.84} = 65.10, \quad \text{por tanto, de la tabla 7,} \quad F_a = 1184 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{ap} = A_s \times F_a$$

$$C_{ap} = 25.04 \text{ cm}^2 \times 1184 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 29647 \text{ kg} > C_{total} = 10960 \text{ kg}$$

Se colocarán 2LI102X6 en cajón como montante en la zona central.

Soldadura.

Par cordón de $e = 5\text{mm}$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F = 0.4F_y$$

$$L_w = \frac{C_t}{F \times \cos(45) \times e}$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$L_w = \frac{10960 \text{ kg}}{0.4 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \cos(45) \times 0.5 \text{ cm}} = 30.63 \text{ cm}$$

Se soldaran todos los puntos de contacto entre el montante y las cuerdas con cordón corrido de 5mm.

Diseño de Diagonales.

Para la zona de apoyo.

Sección S3:

$$T_{total} = 25.21 \text{ ton}$$

Para 2LI 102 × 8 en cajón

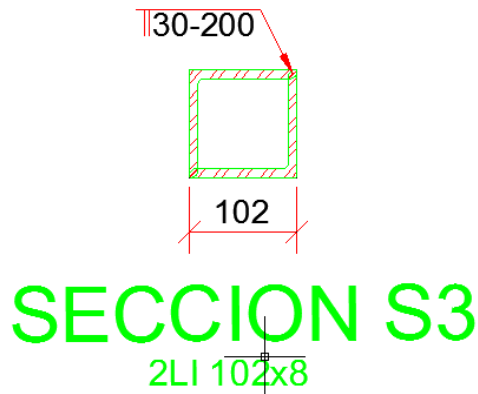


Fig. 5.10 Sección S3 de la figura 5.1 para la zona de apoyo

$$A_s = 2(15.48) \text{ cm}^2$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F = 0.6F_y$$

$$C_t = A_s \times F$$

$$C_{ap} = 30.96 \times 0.60 \times 2530 = 46997 \text{ kg} > T_{total} = 25210 \text{ kg}$$

Se colocarán 2LI102X8 en cajón como diagonal en la zona de apoyo.

Soldadura.

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

Par cordon de $e = 6\text{mm}$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F = 0.4F_y$$

$$L_w = \frac{Tt}{F \times \cos(45) \times e}$$

$$L_w = \frac{25210 \text{ kg}}{0.4 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \cos(45) \times 0.6 \text{ cm}} = 58.72 \text{ cm}$$

Se soldaran todos los puntos de contacto entre la diagonal y las cuerdas con cordón corrido de 6mm.

Para la zona central.

Sección S4:

$$T_{total} = 15.50 \text{ ton}$$

Para 2LI 102 × 6 en cajón

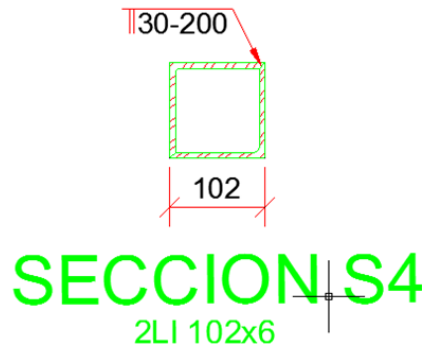


Fig. 5.11 Sección 4 de la figura 5.1 para la zona central

$$A_s = 2(12.52) = 25.04 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F = 0.6F_y$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$Ct = As \times F$$

$$Cap = 25.04 \text{ cm}^2 \times 0.6 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 38010 \text{ kg} > Ctotal = 15500 \text{ kg}$$

Se colocarán 2LI102X6 en cajón como diagonal en la zona central.

Soldadura.

Par cordon de e = 5mm

$$Fy = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F = 0.4Fy$$

$$Lw = \frac{Tt}{F \times \cos(45) \times e}$$

$$Lw = \frac{15500 \text{ kg}}{0.4 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \cos(45) \times 0.5 \text{ cm}} = 43.32 \text{ cm}$$

Se soldaran todos los puntos de contacto entre la diagonal y las cuerdas con cordón corrido de 5mm.

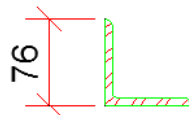
V.2.3 Diseño de Contraviento Superior.

Diseño de Montantes.

Sección S5:

$$Cmax = 0.85 \text{ ton}$$

Para LI76 x 6



SECCION S5
LI 76x6

Fig. 5.12 Sección S5 de la figura 5.2

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$A_s = 9.29 \text{ cm}^2$$

$$K = 1 \quad L = 250 \text{ cm} \quad r = 1.49 \text{ cm}$$

miembros principales: KL/r , de 121 a 200

$$\frac{KL}{r} = \frac{250}{1.49} = 167 \text{ por tanto, de la tabla 7, } F_a = 372 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{ap} = A_s \times F_a$$

$$C_{ap} = 9.29 \text{ cm}^2 \times 372 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3455 \text{ kg} > C_{max} = 850 \text{ kg}$$

Se colocarán LI76x6 como montante en el contraviento superior.

Soldadura.

Par cordon de $e = 5\text{mm}$.

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F = 0.4F_y$$

$$L_w = \frac{C_m}{F \times \cos(45) \times e}$$

$$L_w = \frac{850 \text{ kg}}{0.4 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \cos(45) \times 0.5 \text{ cm}} = 2.38 \text{ cm}$$

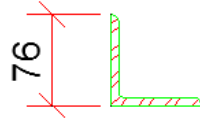
Se soldaran todos los puntos de contacto entre el montante y las cuerdas con cordón corrido de 5mm.

Diseño de Diagonales.

Sección S5:

$$C_{max} = 1.06 \text{ ton}$$

Para LI76 x 6



SECCION S5

LI 76x6

Fig. 5.13 Sección S5 de la figura 5.2

$$A_s = 9.29 \text{ cm}^2.$$

$$K = 1 \quad L = 310 \text{ cm} \quad r = 1.49 \text{ cm}$$

Miembros principales: KL/r , Mayor de 200

$$\frac{Kl}{r} = \frac{310}{1.49} = 208 \quad \text{por tanto, de la tabla 7,} \quad Fa = 242 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Cap = A_s \times Fa$$

$$Cap = 9.29 \text{ cm}^2 \times 242 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2248 \text{ kg} > C_{max} = 1060 \text{ kg}$$

Se colocarán LI76x6 como montante en el contraviento superior.

Soldadura.

Par cordon de $e = 5\text{mm}$.

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F = 0.4F_y$$

$$L_w = \frac{C_m}{F \times \cos(45) \times e}$$

$$L_w = \frac{1060 \text{ kg}}{0.4 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \cos(45) \times 0.5 \text{ cm}} = 2.96 \text{ cm}$$

Se soldaran todos los puntos de contacto entre la diagonal y las cuerdas con cordón corrido de 5mm.

V.2.4 Diseño de Contraviento Inferior.

Diseño de Montantes.

Sección S6:

$$C_{max} = 8.78 \text{ ton}$$

$$W_a = 1.020 \text{ T} \quad \phi = 1.22 \text{ m} \quad L = 2.50 \text{ m}$$

$$W = \frac{\phi \times \pi \times W_a}{L}$$

$$W = \frac{1.22 \times \pi \times 1.020}{2.50} = 1.53 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

donde:

$$W_a = \text{peso del agua} \quad W = \text{carga distribuida}$$

$$P = L \times W$$

$$P = 2.50 \times 1.53 = 3.83 \text{ ton}$$

$$M = \frac{P \times L}{4}$$

$$M = \frac{3.83 \text{ ton} \times 2.50 \text{ m}}{4} = 2.39 \text{ ton} - \text{m}$$

$$F_y = 3520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_1 = 0.4F_y = 1408 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{req} = \frac{M10^5}{F_1}$$

$$S_{req} = \frac{239000 \text{ kg} - \text{cm}}{1408 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 169.74 \text{ cm}^3$$

Para 2IR 152 × 18

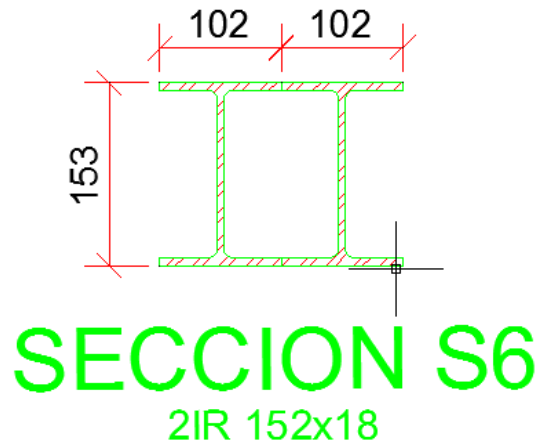


Fig. 5.14 Sección S6 de la figura 5.3

$$S = 2 \times 120 = 240 .$$

$$A_s = 2 \times 22.9 = 45.80 \text{ cm}^2$$

$$K = 1 \quad L = 250 \text{ cm} \quad r = 6.3 \text{ cm}.$$

Miembros principales: KL/r , no mayor de 120

$$\frac{250}{6.30} = 39.68 \text{ por tanto, de la tabla 7, } F_a = 1357 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{ap} = \frac{C_{max}}{A_s}$$

$$F_{ap} = \frac{8780 \text{ kg}}{45.80 \text{ cm}^2} = 191.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_b = \frac{M \times 10^5}{S} \quad S = 240 \text{ cm}^3$$

$$F_b = \frac{239000 \text{ kg} - \text{cm}}{240 \text{ cm}^3} = 995 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_t = F_{ap} + F_b$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$F_t = 191.70 + 995 = 1186.70 \frac{kg}{cm^2}$$

Se colocarán 2 IR152 x18 como montante en el contraviento inferior para apoyo del colector.

Soldadura.

Par cordon de e = 5mm.

$$F_y = 2530 \frac{kg}{cm^2} \quad F = 0.4F_y$$

$$L_w = \frac{C_m}{F \times \cos(45) \times e}$$

$$L_w = \frac{8780 \text{ kg}}{0.4 \times 2530 \frac{kg}{cm^2} \times \cos(45) \times 0.5 \text{ cm}} = 24.54 \text{ cm}$$

Se soldaran todos los puntos de contacto entre el montante y las cuerdas con cordón corrido de 5mm.

Diseño de Diagonales.

Sección S7:

$$C_{max} = 11.06 \text{ ton}$$

Para 2LI 76 x 6 en cajón

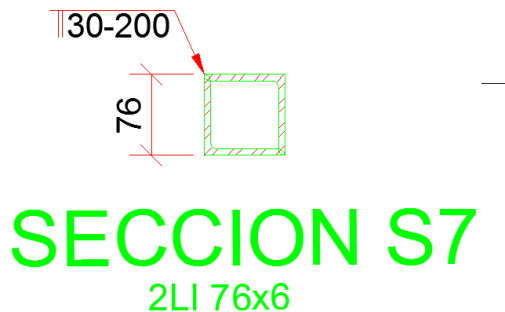


Fig. 5.15 Sección S7 de la figura 5.3

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$A_s = 2 \times 6.29 = 12.58 \text{ cm}^2$$

$$K=1 \quad L=310 \text{ cm} \quad r=2.76 \text{ cm}$$

Miembros principales: KL/r , de 121 a 200

$$\frac{Kl}{r} = \frac{310}{2.76} = 112.32, \quad \text{por tanto, de la tabla 7,} \quad Fa = 903 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Cap = 12.58 \times 903 = 11359 \text{ kg} > Cmax = 11060 \text{ kg}$$

Se colocarán 2 L176x6 en cajón como diagonal en el contraviento inferior.

Soldadura.

Par cordon de $e = 5\text{mm}$.

$$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F = 0.4F_y$$

$$L_w = \frac{C_m}{0.4 \times F_y \times \cos(45) \times e}$$

$$L_w = \frac{11060}{0.4 \times 2530 \times \cos(45) \times 0.5} = 30.91 \text{ cm}$$

Se soldaran todos los puntos de contacto entre la diagonal y las cuerdas con cordón corrido de 5mm.

V.2.5 Diseño de tubo para el Colector.

$W_a = 1.020 \text{ Ton}$ $\phi = 1,22 \text{ m}$ $L = 2.50 \text{ m}$

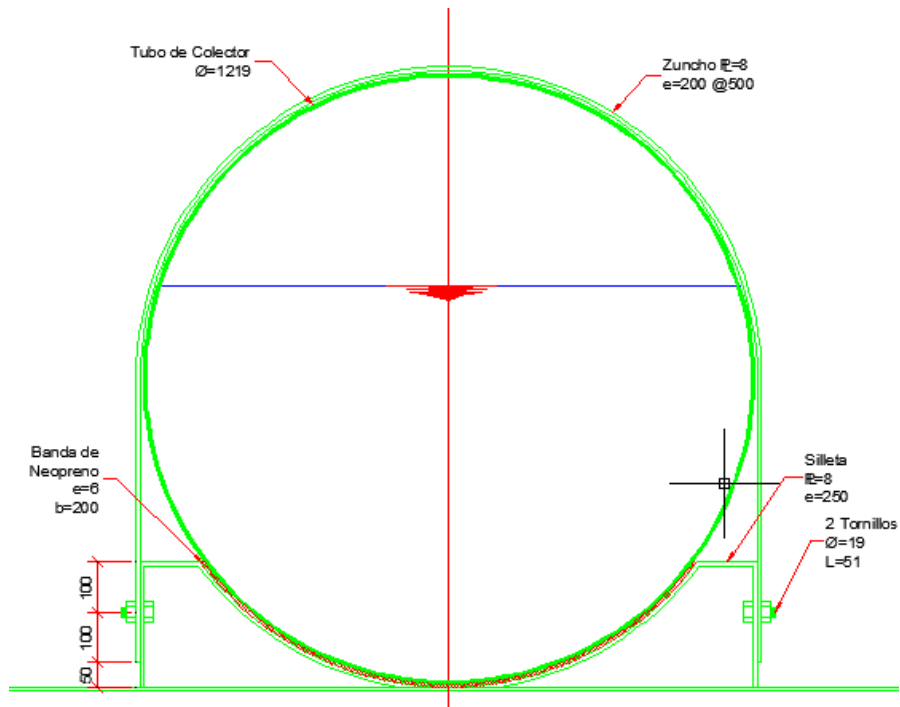


Fig.5.16 Tubo colector

$$W = \frac{\phi \times \pi \times W_a}{L}$$

$$W = \frac{1.22 \text{ m} \times \pi \times 1,020 \text{ Ton}}{2.50 \text{ m}} = 1.53 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$L = 5.00 \text{ m}.$

$$M = \frac{WL^2}{10}$$

$$M = \frac{1.53 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \times 5 \text{ m}^2}{10} = 3.83 \text{ Ton} - \text{m}$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$F_y = 2530 \frac{kg}{cm^2} \quad F = 0.6F_y = S$$

$$S_{req} = \frac{M \times 10^5}{F}$$

$$S_{req} = \frac{3.83 \text{ Kg} - \text{cm} \times 10^5}{0.6 \times 2530 \frac{kg}{cm^2}} = 252.31 \text{ cm}^3$$

Del manual de diseño de tubería de acero de la Comisión Nacional del Agua (CNA), tabla 5.9 Propiedades de tubería, se tiene:

Para OC 1219 x 13 .

$$\phi = 48''$$

$$S = 14364 \text{ cm}^3$$

$$F_b = \frac{3.83 \text{ Kg} - \text{cm} \times 10^5}{14364 \text{ cm}^3} = 26.66 \frac{kg}{cm^2} < 0.6F_y = 0.6 \times 2300 \frac{kg}{cm^2} = 1380 \frac{kg}{cm^2}$$

Se colocarán OC 1219 X 13 como colector.

V.2.6 Diseño de anclas.

Descarga en el apoyo

Estruc	$20m \times 405 \text{ kg/m}$	$= 8100.00kg$
Tubo	$22.50m \times 378 \text{ kg/m}$	$= 8505.00kg$
Agua	$22.50m \times 1153 \text{ kg/m}$	$= 25942kg$
	<i>Total</i>	$= 42550.00kg$

C=0.45 coeficiente sísmico

$$F_{sis} = \frac{Total \times C}{2}$$

$$F_{sis} = \frac{42.55 \text{ ton} \times 0.45}{2} = 9.57 \text{ ton}$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$F_y = 2530 \frac{kg}{cm^2} \quad F = 0.40F_y$$

$$A_s = \frac{F_s s}{F}$$

$$A_s = \frac{9.57 \text{ ton}}{1.012 \frac{\text{ton}}{cm^2}} = 9.46 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 4 anclas de 2.54 cm de diámetro en cada apoyo de armadura, ver fig.5.17

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

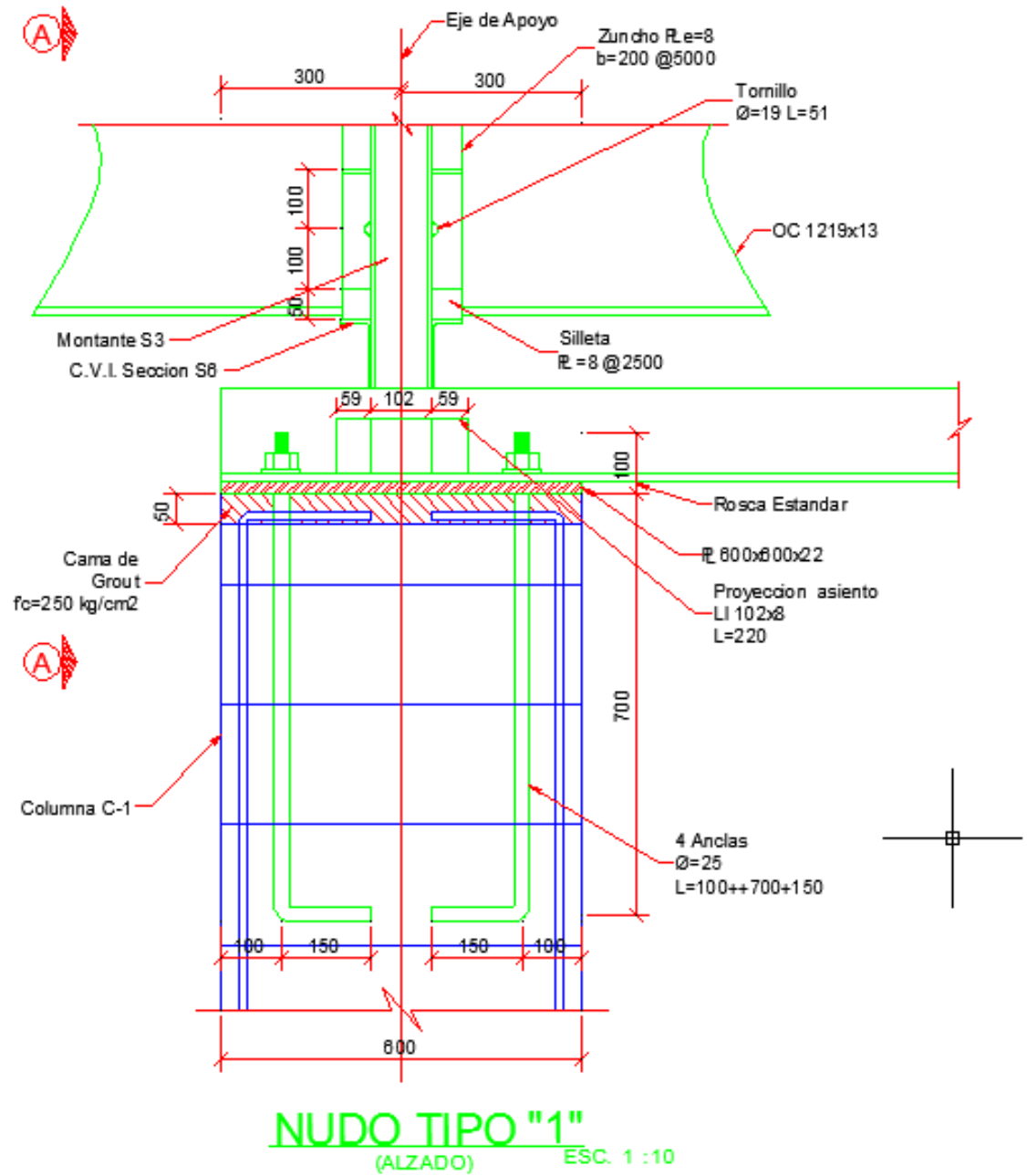


Fig.5.17 Diseño de anclas para placa base

$$A_{sp} = 4 \times 5.05 = 20.20 \text{ cm}^2$$

V.2.7 Diseño de cimentación.

Descarga en apoyo.

Estructura	20m x 405kg/m	8100.00 kg
Tubo	22.50m x 378kg/m	8505.00 kg
Agua	22.50m x 1153kg/m	25942.50 kg
Columna	1.50mx2.0x0.6mx0.6mx2400kg/m ³	2600.00 kg
Muro	0.30mx1.50mx1.90mx2400kg/m ³	2050.00 kg
Zapata	4.0mx3.0mx0.40mx2400kg/m ³	<u>11520.00 kg</u>
	TOTAL	58720.00kg

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

Dimensiones de la Zapata:

$$a = 3 \text{ m} \quad b = 4 \text{ m}$$

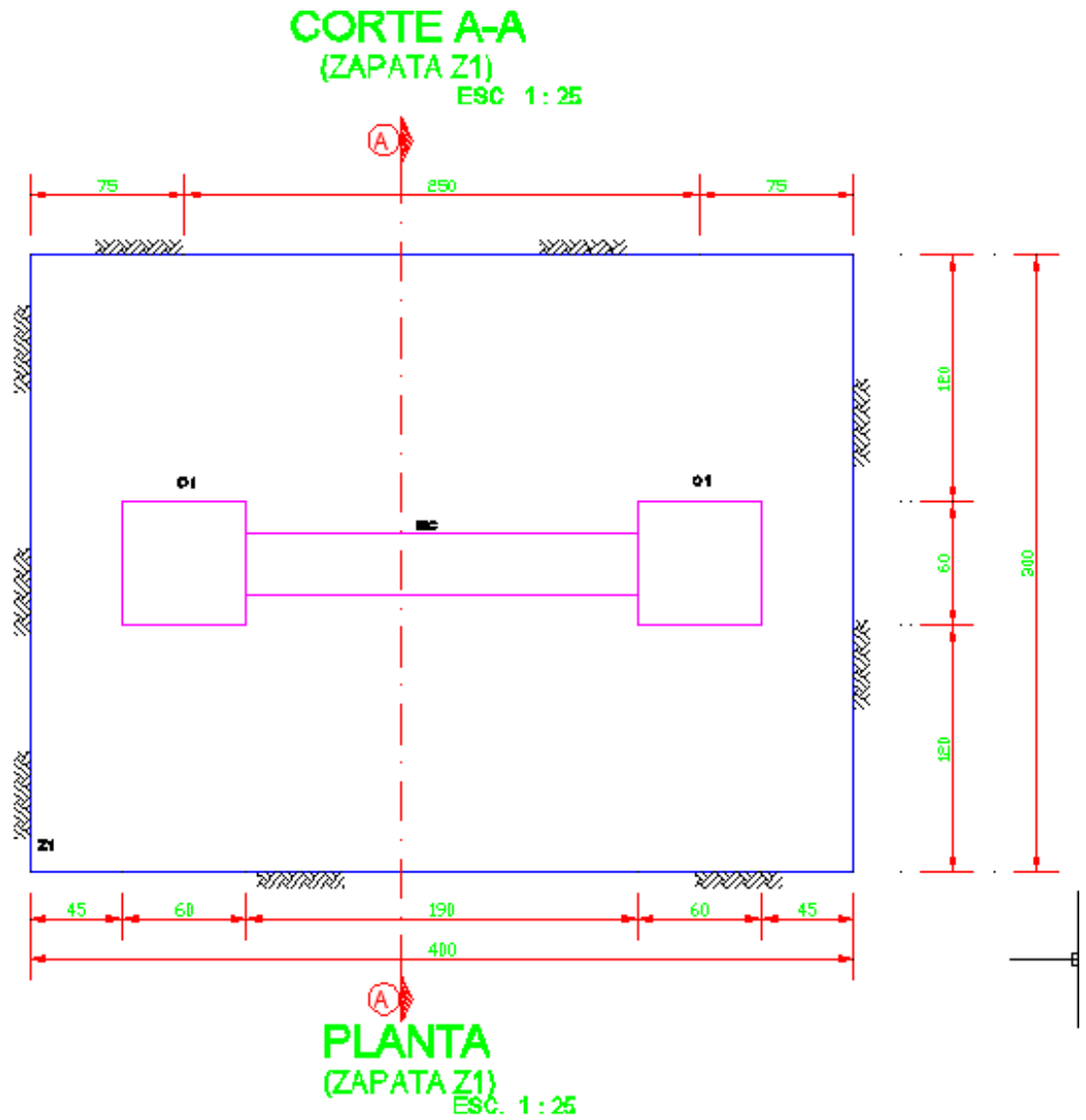


Fig. 5.18 Geometría de zapata en planta

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$\text{Zapata: } A = 3 \times 4 = 12 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{\text{Total}}{A}$$

$$W = \frac{58.72}{12} = 4.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$h = 1.5 \text{ m}$$

$$M_{sis} = 1.2 \times F_{sis} \times h$$

$$M_{sis} = 1.2 \times 9.57 \times 1.50 = 17.23 \text{ t} - \text{m}$$

$$I_{cx} = \frac{ab^3}{12}$$

$$I_{cx} = \frac{3 \times 4^3}{12} = 16.00 \text{ m}^4$$

$$S_{cx} = \frac{I_{cx}}{\frac{b}{2}}$$

$$S_{cx} = \frac{16}{2} = 8 \text{ m}^3$$

$$I_{cy} = \frac{a^3b}{12}$$

$$I_{cy} = \frac{3^3 \times 4}{12} = 9.00 \text{ m}^4$$

$$S_{cy} = \frac{I_{cy}}{\frac{a}{2}}$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$S_{cy} = \frac{9}{\frac{3}{2}} = 6.00 \text{ m}^3$$

$$F_{scx} = \frac{M_{sis}}{S_{cx}}$$

$$F_{scx} = \frac{17.23}{8} = 2.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{scy} = \frac{M_{sis}}{S_{cy}}$$

$$F_{scy} = \frac{17.23}{6} = 2.87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{maxx} = W + F_{scx}$$

$$F_{maxx} = 4.90 + 2.15 = 7.05 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{minx} = 4.90 - 2.15 = 2.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{maxy} = W + F_{scy}$$

$$F_{maxy} = 4.90 + 2.87 = 7.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < Q_{adm} = 12 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{miny} = 4.90 - 2.87 = 2.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

V.2.7.1 Diseño de Zapata Z-1.

Sección 300 × 400 cm

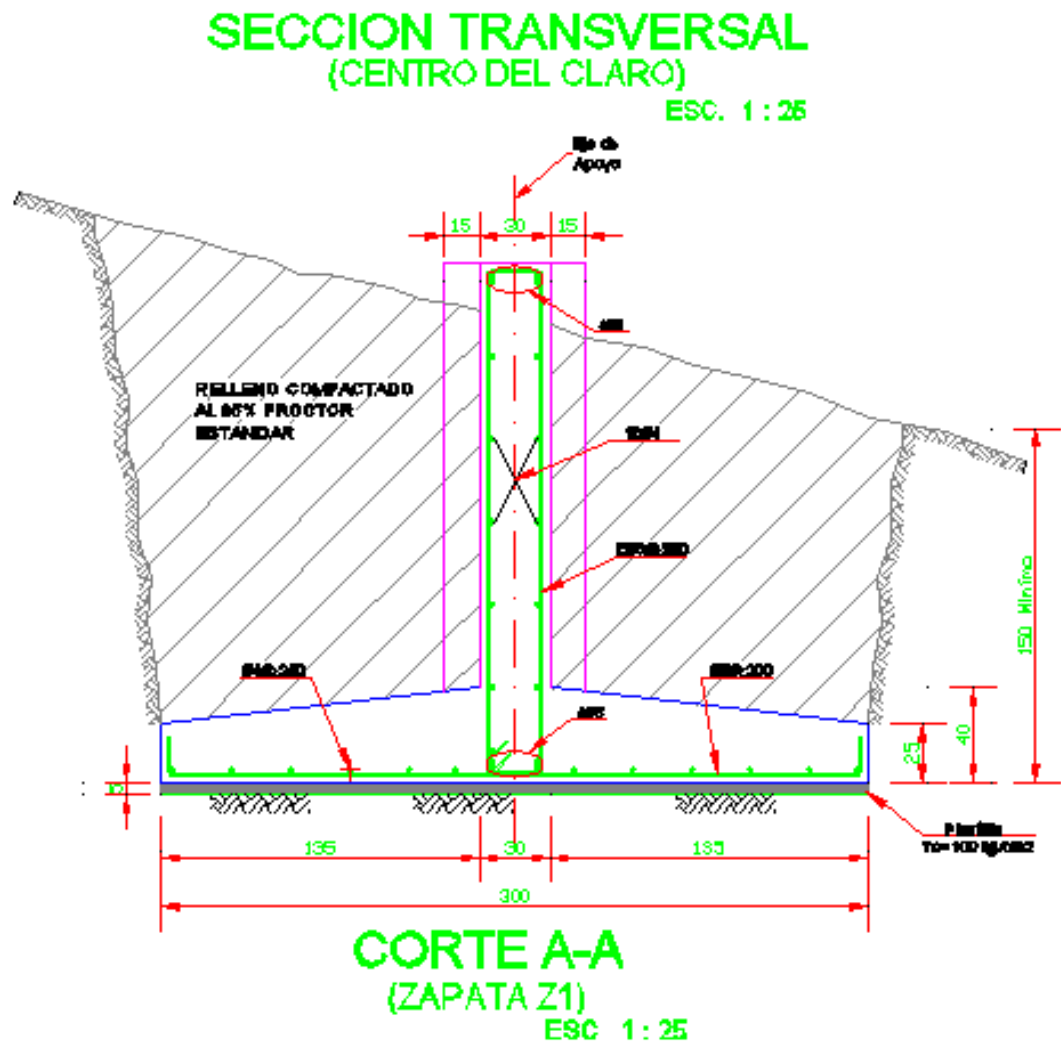


Fig. 5.19 Corte trasversal de zapata

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$H = 40 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$F_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_c = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{maxy} = 7.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_c = 1.2 \quad h = 0.35 \text{ m} \quad b = 1.35 \text{ m}$$

$$V_u = F_c(b - h)F_{maxy}$$

$$V_u = 1.2(1.35 - 0.35)7770 = 9324 \text{ kg}$$

$$F_r = 0.8 \quad b_1 = 100 \quad d = 35 \quad F^*c = 0.8 \times 250 = 200$$

$$V_{cr} = F_r \times 0.5\sqrt{F^*c} \times b_1 \times d$$

$$V_{cr} = 0.80 \times 0.50\sqrt{200} \times 100 \times 35 = 19798 \text{ kg}$$

$$M_u = F_c \times b^2(F_{maxy}) \times 0.5$$

$$M_u = 1.2 \times 1.35^2 \times 7.77 \times 0.5 = 8.61 \text{ t-m}$$

$$\frac{M_u}{b_1 \times d^2} = \frac{8.61 \times 10^5}{100 \times 35^2} = 7.03$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

Acero mínimo $p=0.0026$

$$A_s = p \times b_1 \times d$$

$$A_s = 0.0026 \times 100 \times 35 = 9.10 \text{ cm}^2$$

$$Sep \# 5 = \frac{1.98 \times 100}{9.10} = 21.76 \text{ cm}$$

Colocar varillas del #5 @ 20 cm como refuerzo principal.

Refuerzo secundario.

$$d_1 = \frac{d}{2} \quad d_1 = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$A_s = p \times d_1 \times b_1$$

$$A_s = 0.0026 \times 17.50 \times 100 = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$Sep \# 4 = \frac{1.27 \times 100}{4.55} = 27.91 \text{ cm}$$

Colocar varillas del # 4 @ 25 cm como refuerzo secundario.

V.2.7.2 Diseño de Columna C-1.

C=0.45 coeficiente sísmico

$$Total = 42550.00 \text{ kg} \quad Total = 42.55 \text{ t} \quad T_1 = \frac{42.55}{2} = 21.28 \text{ t} \quad h = 1.5 \text{ m}$$

$$F_s = \frac{T_1 \times C}{2}$$

$$F_s = \frac{21.28 \times 0.45}{2} = 4.79 \text{ ton}$$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$Mu = 1.2 \times Fs \times h$$

$$Mu = 1.2 \times 4.79 \times 1.50 = 8.62 \text{ t} - m$$

$$Pu = 1.2 \times T1 \quad Pu = 1.2 \times 21.28 = 25.54 \text{ ton}$$

$$Fy = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad F'c = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fc = 0.85 \times F'c \quad Fc = 0.85 \times 200 = 170 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fr = 0.7 \quad b = 60 \text{ cm} \quad h1 = 60 \text{ cm}$$

$$K = \frac{Pu \times 1000}{Frbh1F''c}$$

$$K = \frac{25540}{0.70 \times 60 \times 60 \times 170} = 0.06$$

$$R = \frac{Mu \times 10^5}{Frbh1^2F''c}$$

$$R = \frac{862000}{0.70 \times 60 \times 60^2 \times 170} = 0.03$$

$$\frac{55}{60} = \frac{55}{60} = 0.92 \quad \text{Para} \quad K = 0.06 \quad R = 0.03$$

De la gráfica No. 2, de las ayudas de diseño de la NTC, de diseño de concreto pag.130.
ver fig. 5.20.

donde: con los valores de K y R se obtiene, $q=0.14$

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

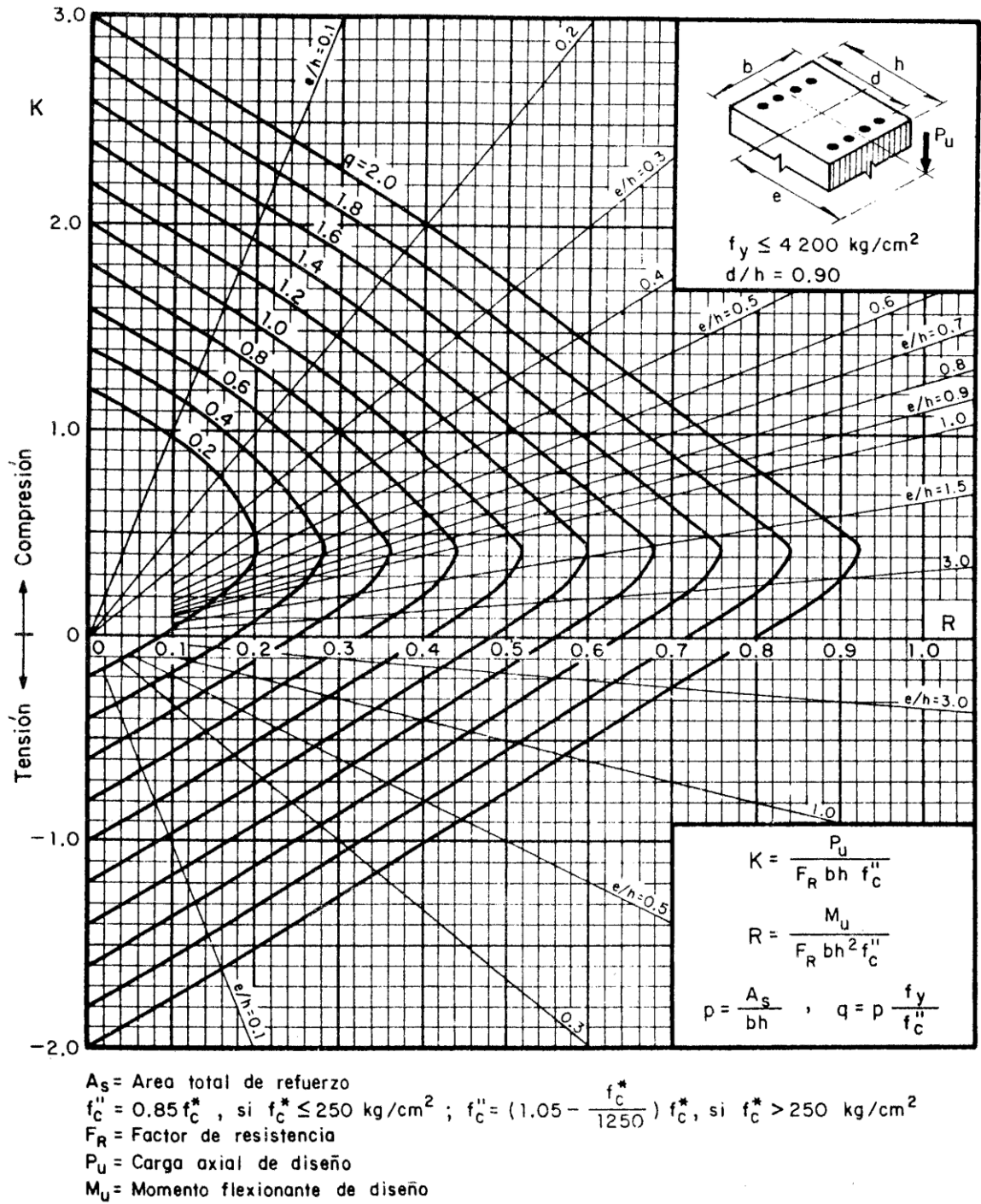


Fig. 5.20

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

$$F_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad F''c = 0.85F^*c = 170 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P = \frac{qF''c}{F_y}$$

$$P = \frac{0.14 \times 170}{4200} = 0.006 < 1\% \text{ para para columnas}$$

$$A_s = Pbh$$

$$A_s = 0.006 \times 60 \times 60 = 21.6 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo para columnas el 1% $p=0.01$

$$A_{smin} = 0.01 \times 60 \times 60 = 36 \text{ cm}^2$$

Se colocarán como refuerzo mínimo longitudinal 12 varillas # 6 y como refuerzo mínimo transversal 2E#3 @ cada 20 cm. Ver fig. 5.21.

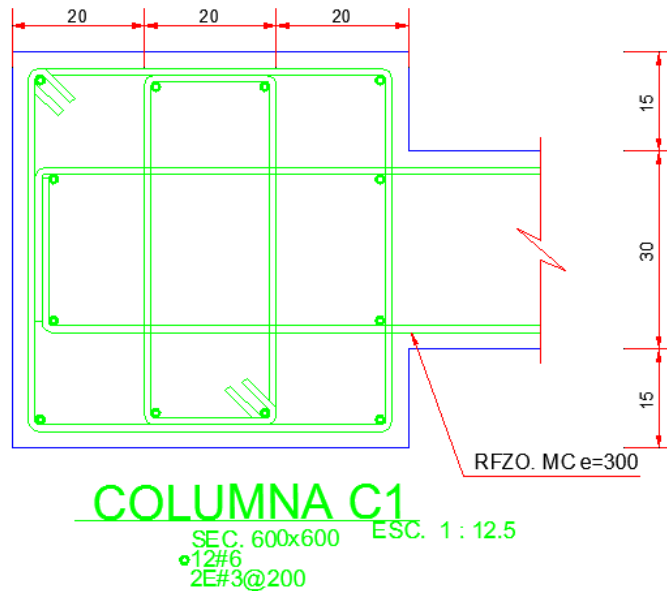


Fig. 5.21 Armado de la columna

CAPITULO VI. Revisión estructural utilizando el software SAP 2000

De acuerdo con los cálculos realizados en el capítulo anterior, la armadura de modelo con las siguientes secciones:

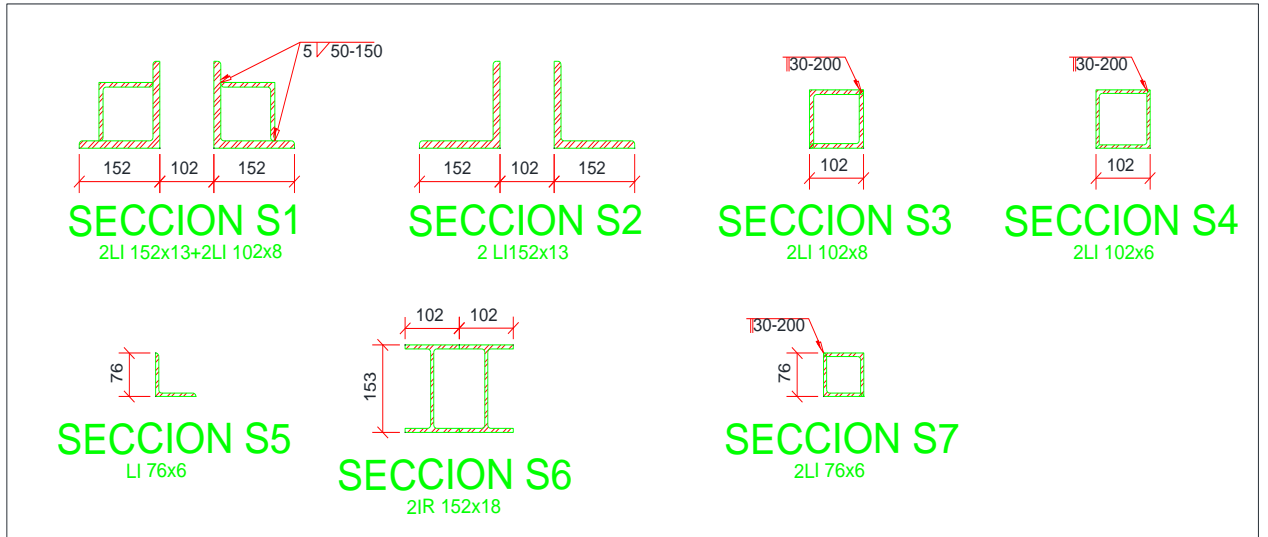
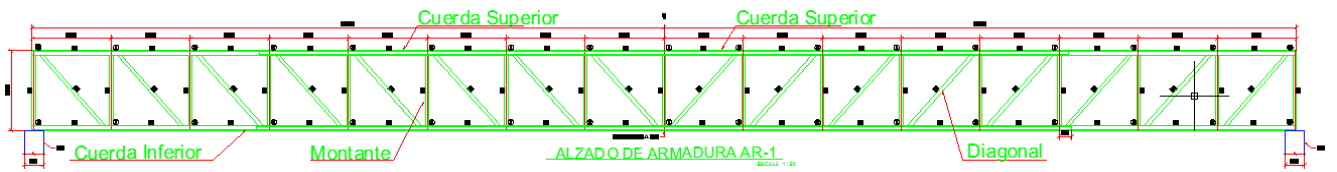
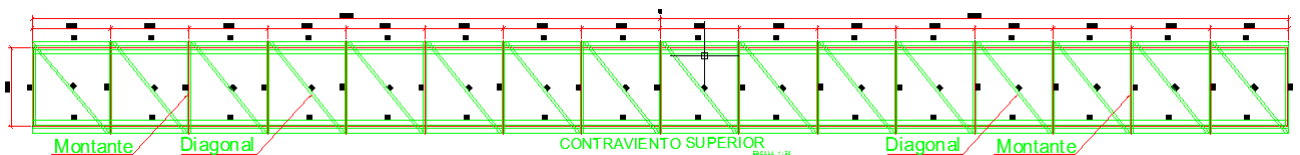


Fig. 6.1 Secciones de la armadura

Y las armaduras propuestas son:

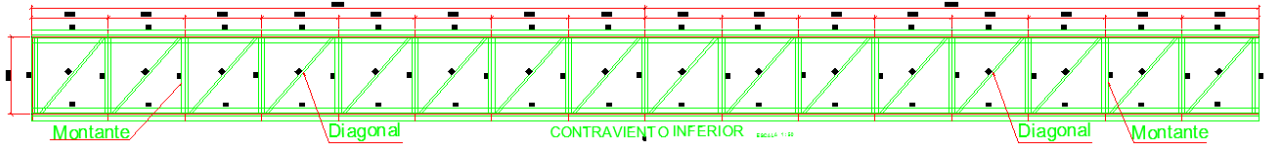


a) alzado de la armadura AR-1



b) alzado de la armadura de contraviento superior

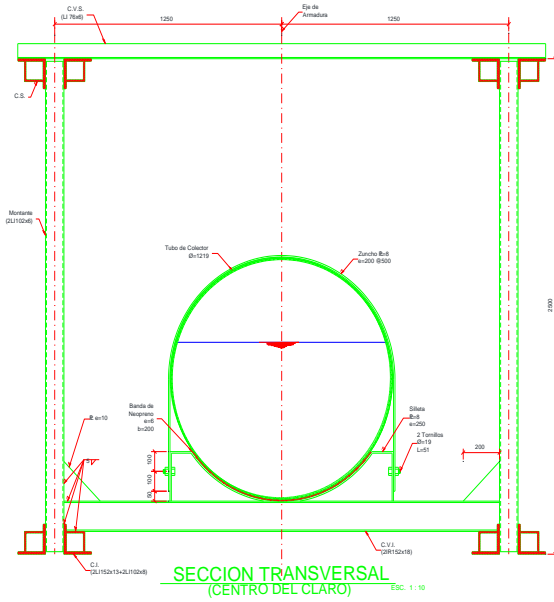
Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor



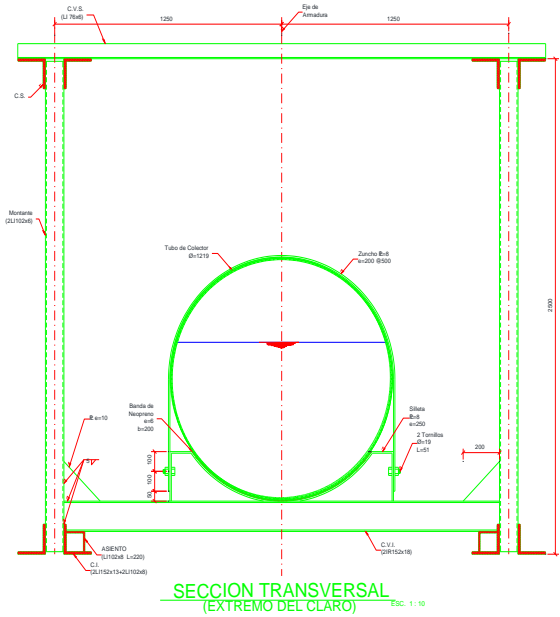
c) alzado de la armadura de contraviento inferior

Fig. 6.2 Armaduras

Secciones a través del colector



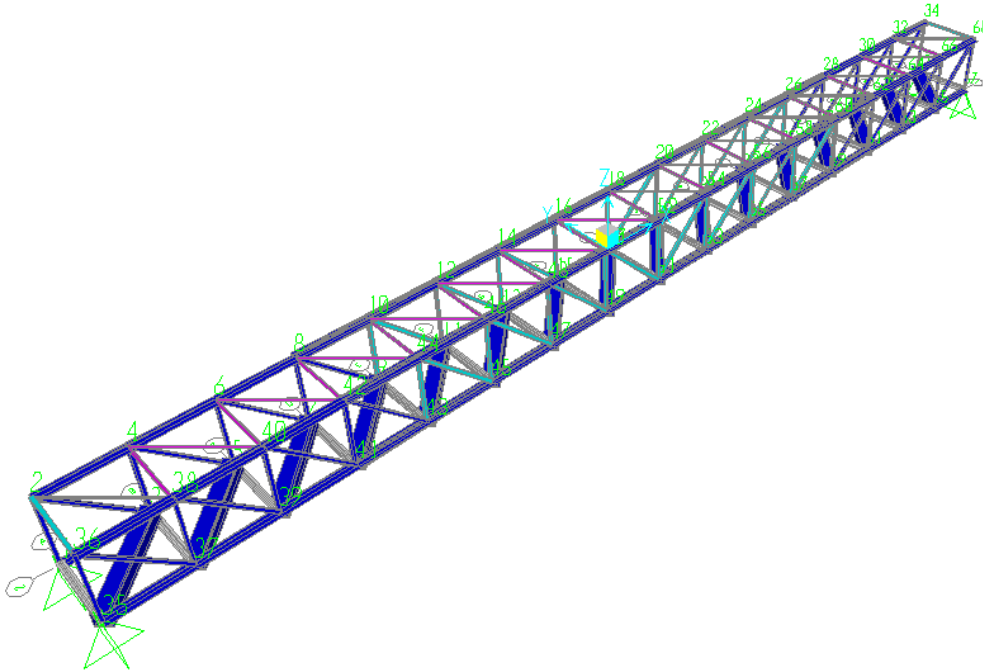
a) Sección transversal centro del claro



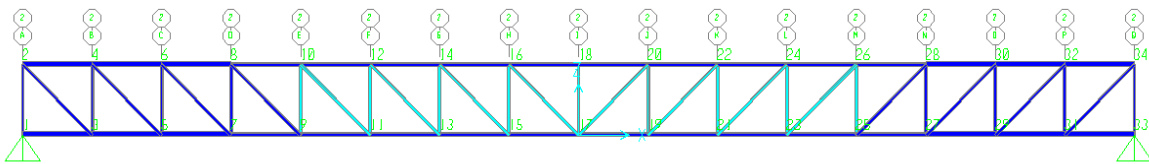
b) Sección transversal extremo del claro

Fig. 6.3 Colector

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor



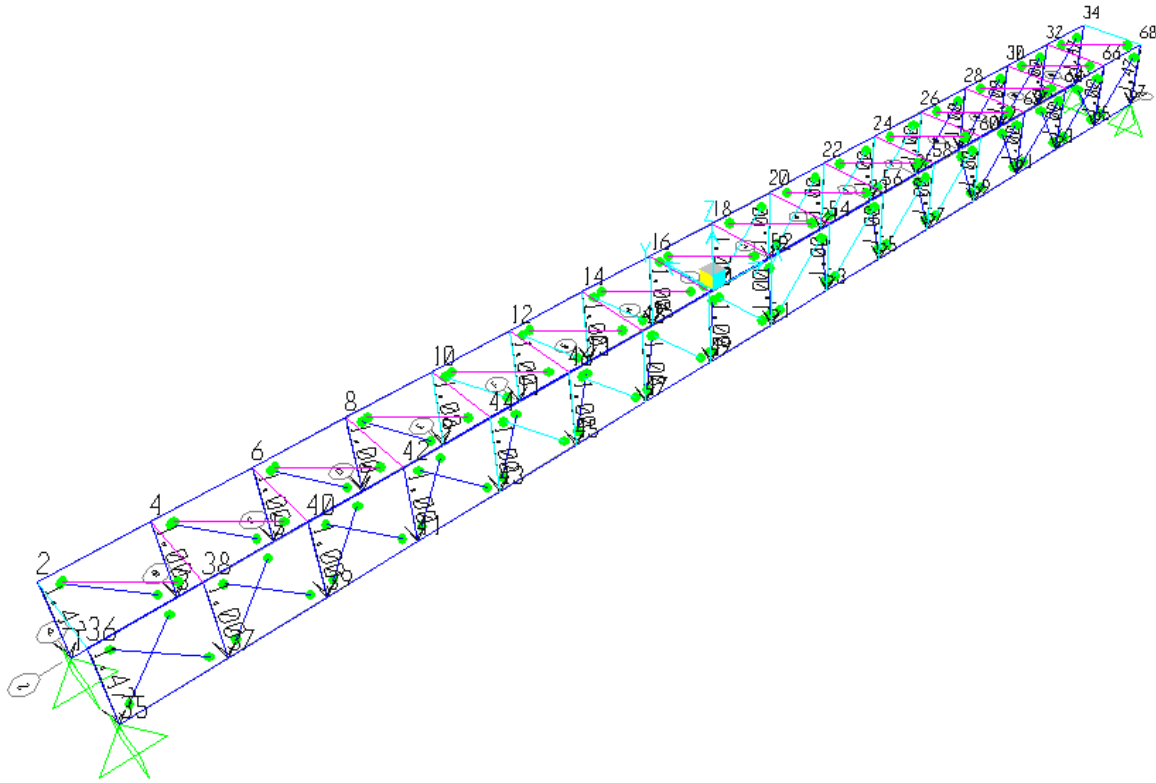
a) Modelo 3d



b) Corte por x-z

Fig. 6.4 Geometría de la estructura

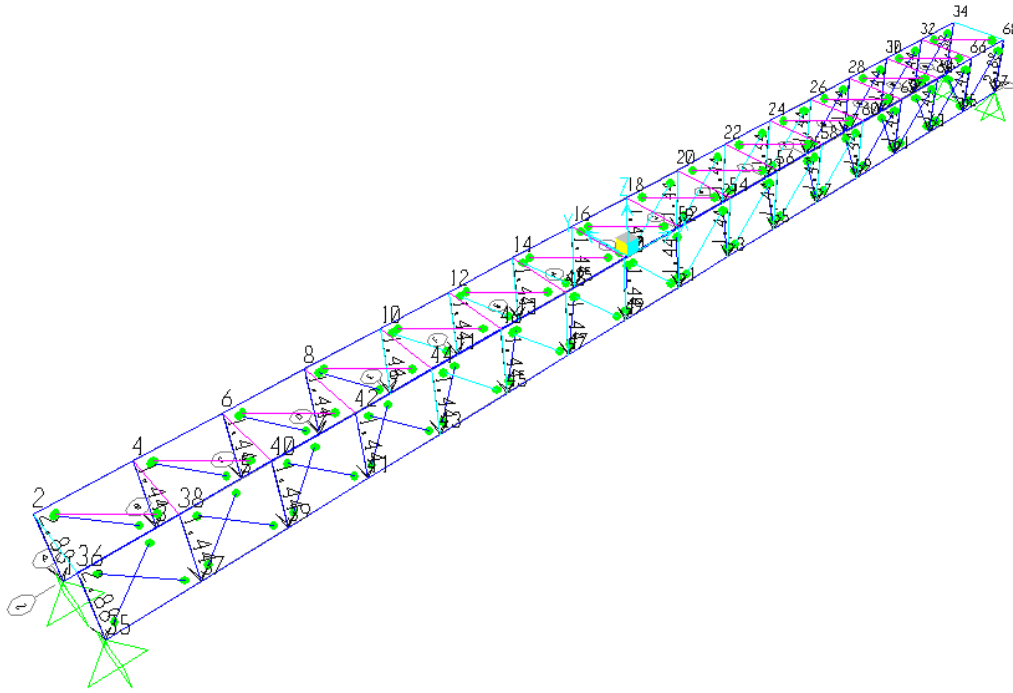
Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor



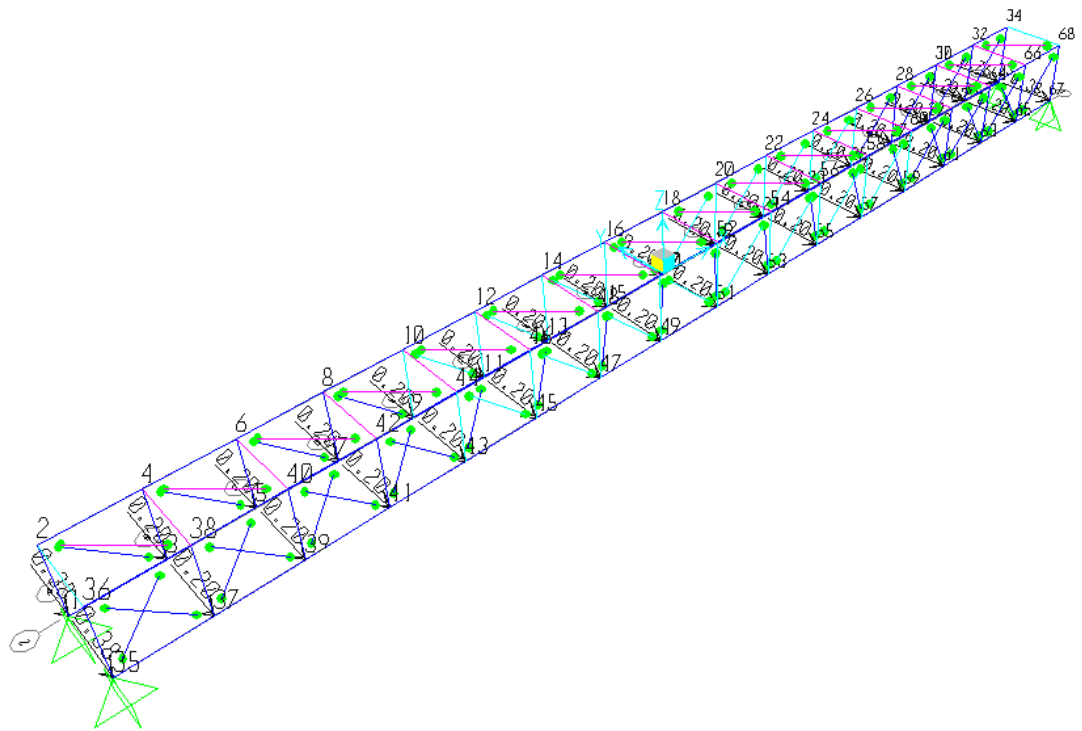
a) Carga muerta

Fig. 6.5 Solicitaciones

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

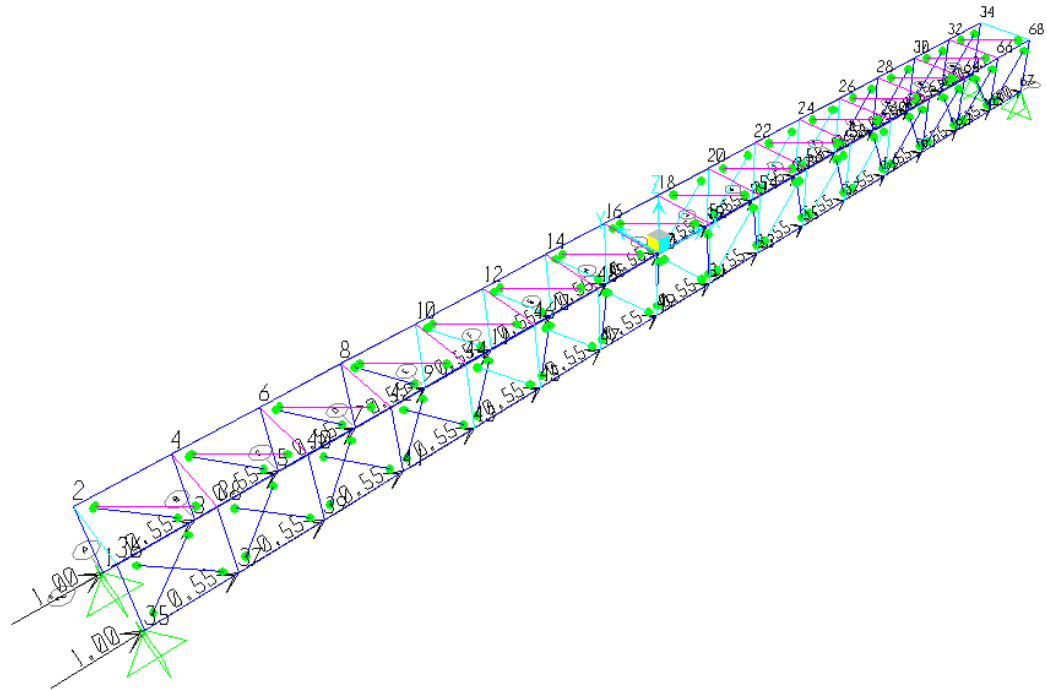


b) Carga viva



c) Viento

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor



d) Sismo

Una vez aplicando el software SAP 2000 se obtuvieron los siguientes resultados

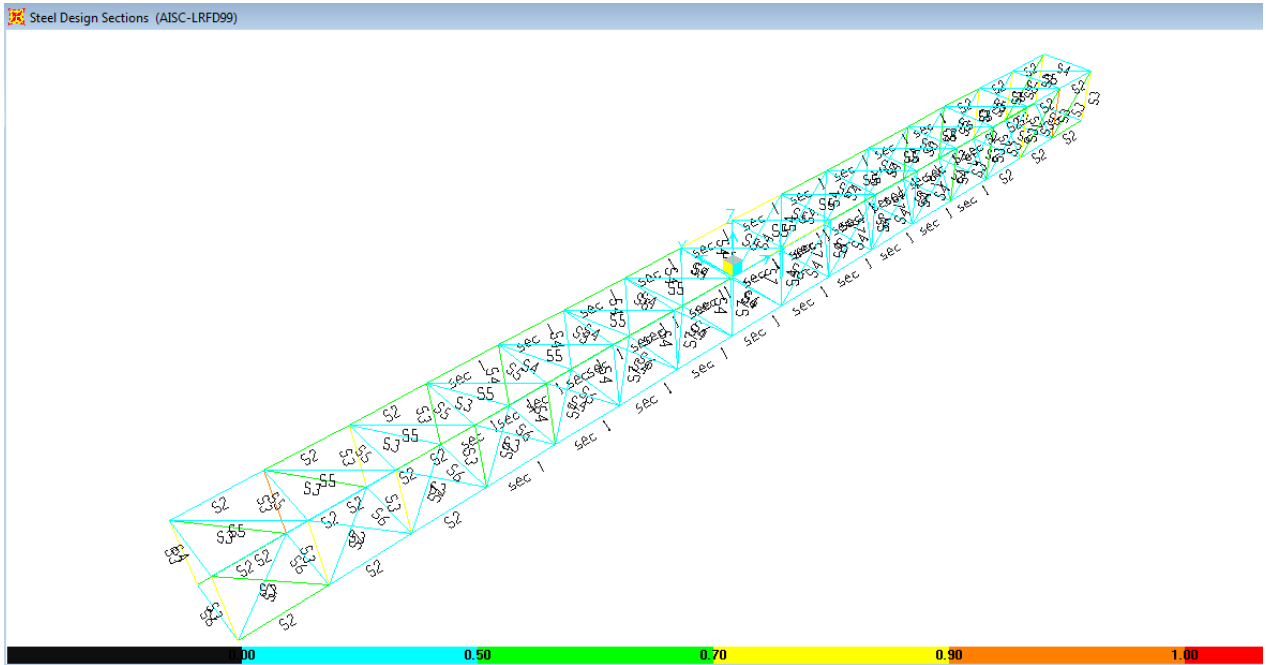


Fig. 6.6 Esfuerzos máximos para la combinación 1 (1.5 CM + 1.5 CV)

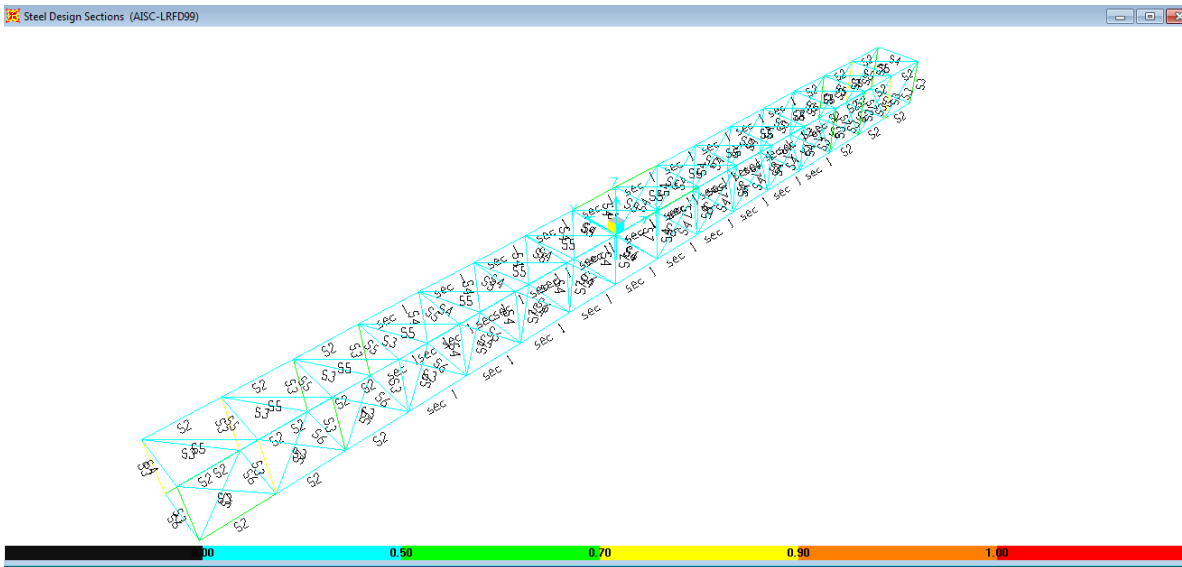


Fig. 6.7 Esfuerzos por sismo (dinámico espectral)
A) DEFORMACIONES:

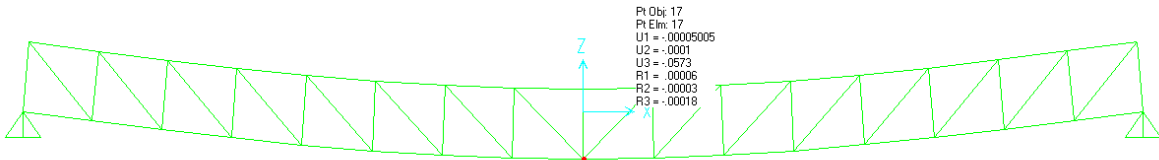

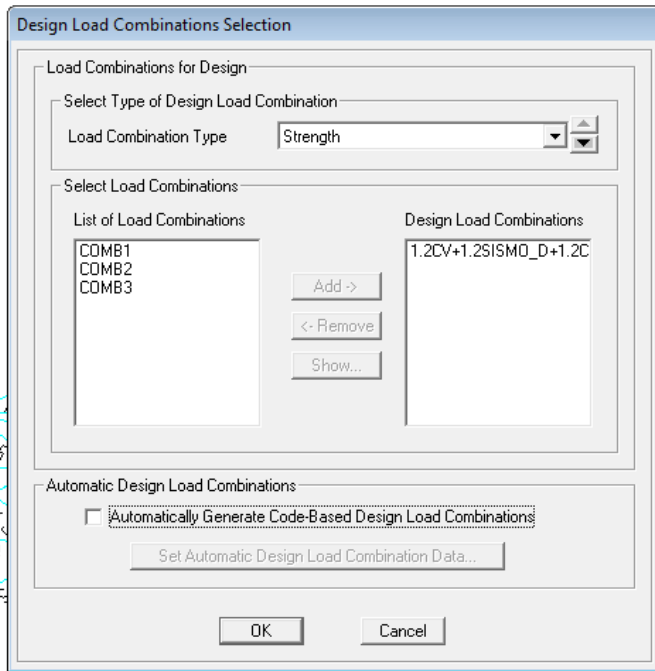


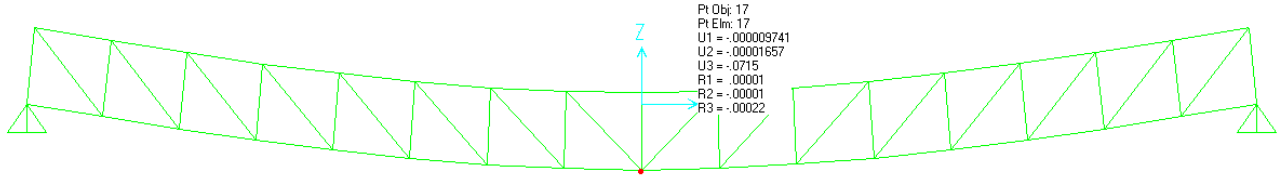
Fig. 6.8

 Deformed Shape (1.2CV+1.2SISMO_D+1.2CM)



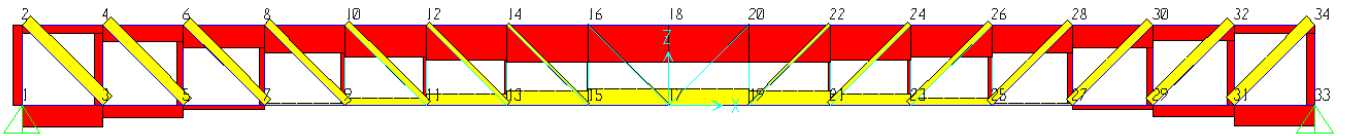
COMB. SISMO

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

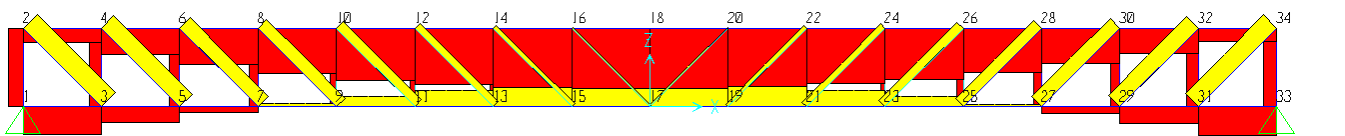


6.9 Deformación máximas = 7.15 cm para la combinación 1

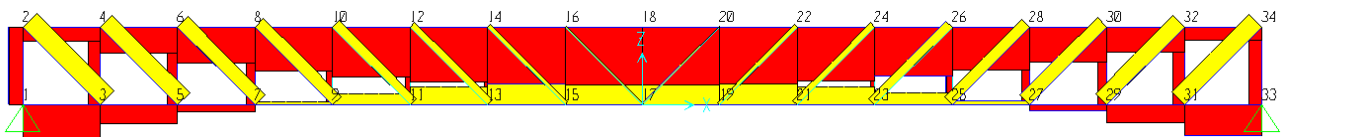
B) FUERZAS AXIALES



a) Fuerzas axiales combinación 1: (1.5CM+1.5CV)



b) Fuerzas axiales Combinación 3: (1.2CM+1.2CV+1.2VIENTO)



c) Fuerzas axiales Combinación 4: (1.2CM+1.2CV+1.2SISMO_D_E)

C) RESUMEN DE VALORES MÁXIMOS DE LOS SOFTWARE: ECO Y SAP 2000

Combinación (1.2CM+1.2CV+1.2VIENTO)

ELEMENTO	FUERZA AXIAL	
	ECO	SAP 200
Cuerda superior	ton	ton
20.00 m	80.85	95.08
0.00 m a 10.00 m	60.53	71.59
Cuerda inferior		
20.00 m	111.12	35.51
0.00 m a 10.00 m	58.28	42.65
Montantes		
En zona de apoyos	17.83	22.61
Al centro	10.96	0.94
Diagonales		
En la zona de apoyos	25.21	31.58
Al centro	15.5	2.54
Contraviento superior		
Montante máximo	0.85	0.65
Diagonales Máxima	1.06	0.97
Contraviento inferior		
Montante máximo	8.78	3.9
Diagonales Máxima	11.06	6.69

TABLA 6.1 VALORES MÁXIMOS DE LOS SOFTWARE: ECO Y SAP 2000

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

Combinación 1:(1.5CM+1.5CV)

Combinación 3: (1.2CM+1.2CV+1.2VIENTO)

Combinación 4:(1.2CM+1.2CV+1.2SISMO_D_E)

ELEMENTO	FUERZA AXIAL	ESFUERZO	COMBINACION 1	COMBINACION 3	COMBINACION 4	ESFUERZO
	DE DISEÑO	ADMISIBLE AXIAL	DE DISEÑO	DE DISEÑO	DE DISEÑO	ADMISIBLE AXIAL
	ECO (NTC 2004)	ECO (NTC 2004)	SAP 2000 LRFD 99	SAP 2000 LRFD 99	SAP 2000 LRFD 99	SAP 200 LRFD 99
Cuerda superior	ton		ton	ton	ton	
20.00 m	80.85	123.77	116.85	95.08	93.67	199.03
0.00 m a 10.00 m	60.53	77.76	88.31	71.59	70.96	199.03
Cuerda inferior						
20.00 m	111.12	159.63	50.29	35.51	39.94	199.03
0.00 m a 10.00 m	58.28	112.63	65.19	42.65	51.96	140.32
Montantes						
En zona de apoyos	17.83	36.43	28.15	22.61	22.73	46.18
Al centro	10.96	29.64	0.11	0.94	0.086	27.91
Diagonales						
En zona de apoyos	25.21	46.99	39.29	31.58	31.26	41.53
Al centro	15.5	38.05	3.09	2.54	2.35	32.35
Contraviento superior						
Montante máximo	0.85	3.45	0.66	0.65	0.59	10.44
Diagonales Máxima	1.06	2.24	0.98	0.97	0.84	5.86
Contraviento inferior						
Montante máximo	8.78		0.69	3.9	1.03	87.37
Diagonales Máxima	11.06	11.35	1.57	6.69	1.33	16.24

Tabla 6.2 Combinaciones

DEFORMACIONES

	COMBINACIONES	DEFORMACIONES (cm)
Sap 2000	(1.5CM+1.5CV)	7.15
Sap 2000	(1.2CM+1.2CV+1.2VIENTO)	5.73
Sap 2000	(1.2CM+1.2CV+1.2SISMO_D_E)	5.72
Eco	Combinación desfavorable	9.13

DEFORMACIÓN PERMISIBLE	11.11 cm
-------------------------------	-----------------

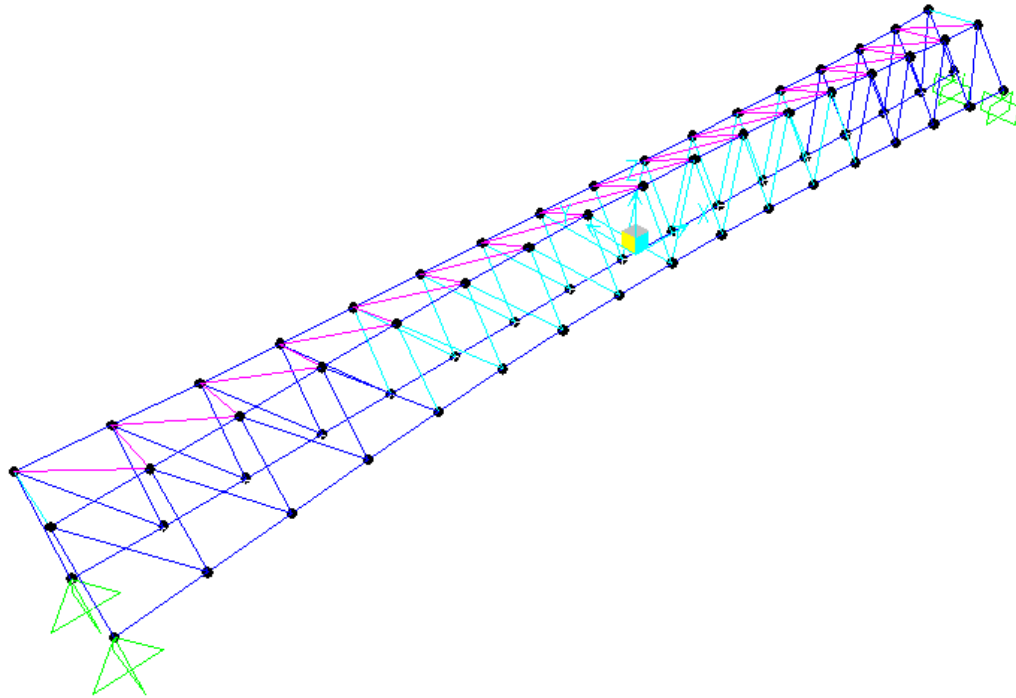
Tabla 6.3 Deformaciones

REACCIONES

	REACCIÓN EN EL EJE "X"	REACCIÓN EN EL EJE "Z"
Sap 2000	7.16 ton	23.28 ton
Eco	7.77 ton	20.74 ton

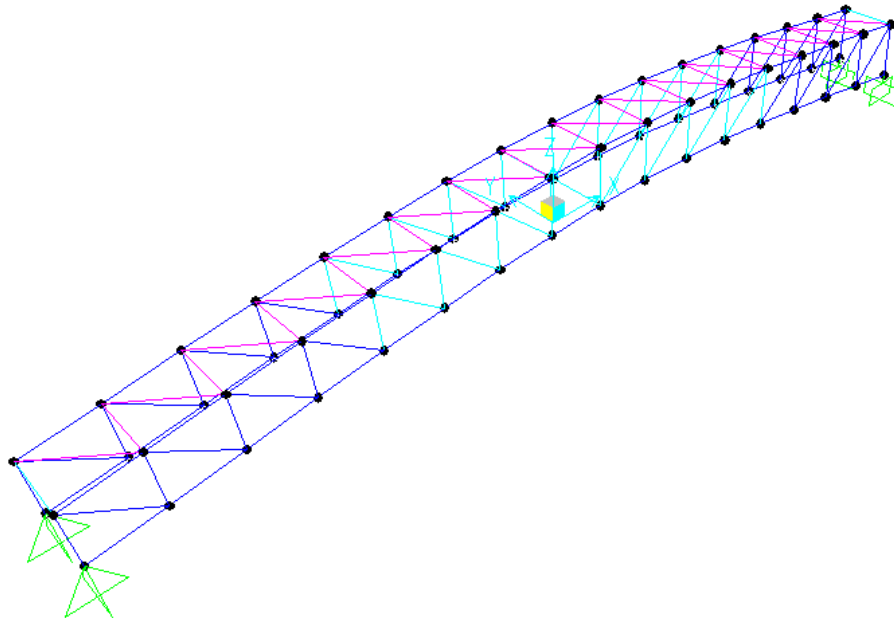
Tabla 6.4 Reacciones

C) FORMAS MODALES DE LA COMBINACION 3 (1.2CM+1.2CV+1.2SISMO_D_E)



a)

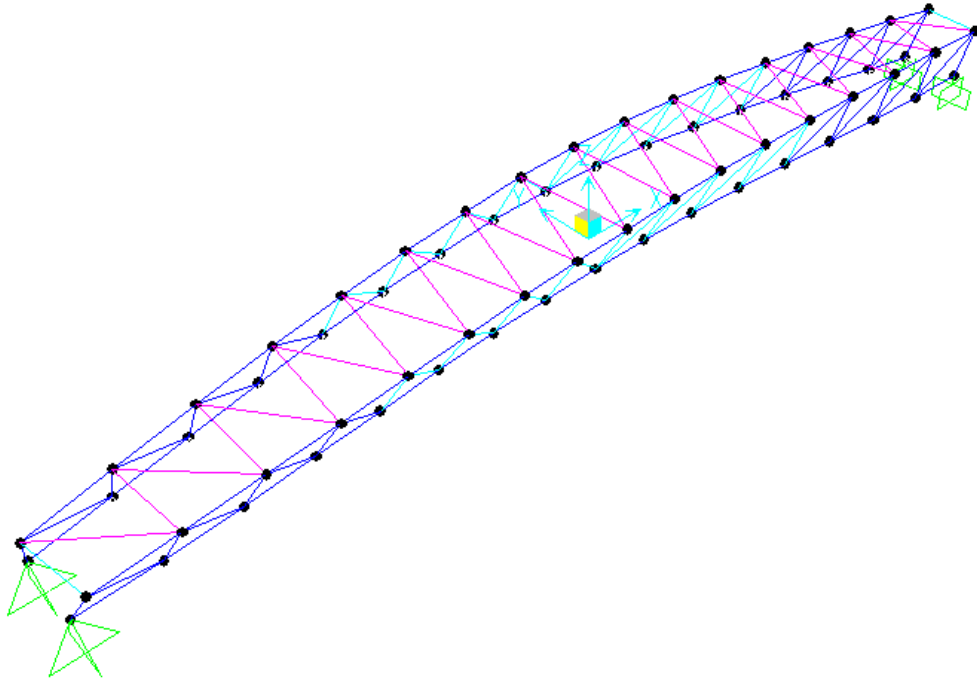
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.27927; f = 3.58077]



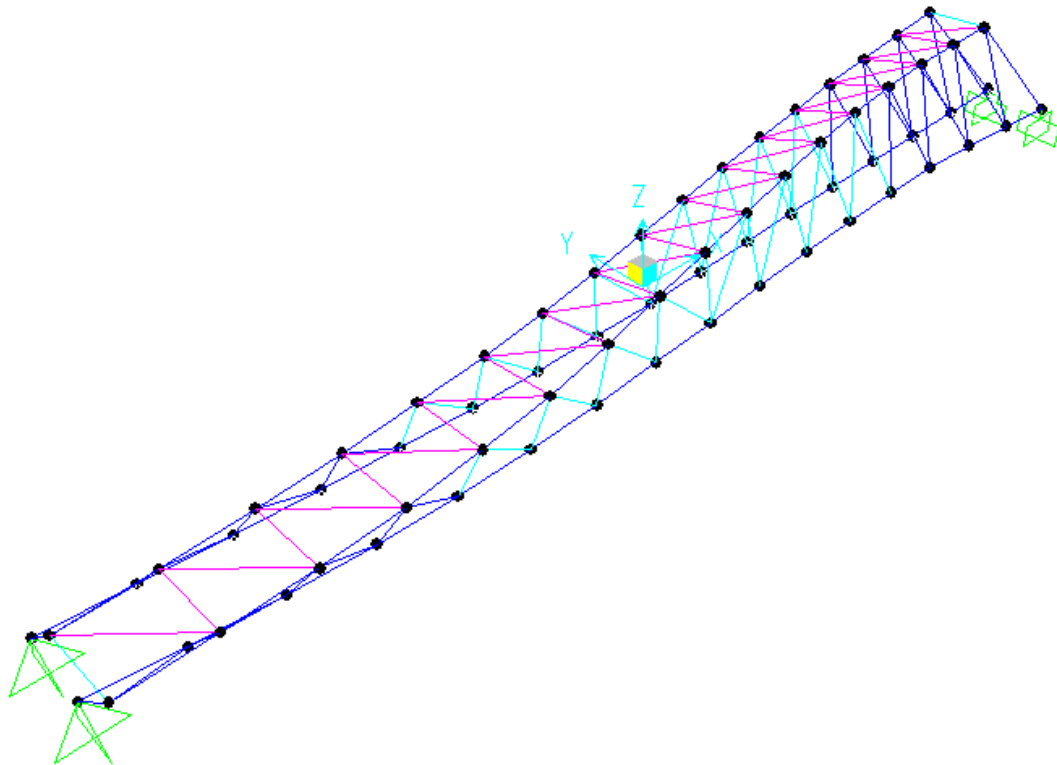
b)

[Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.19587; f = 5.10552]

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

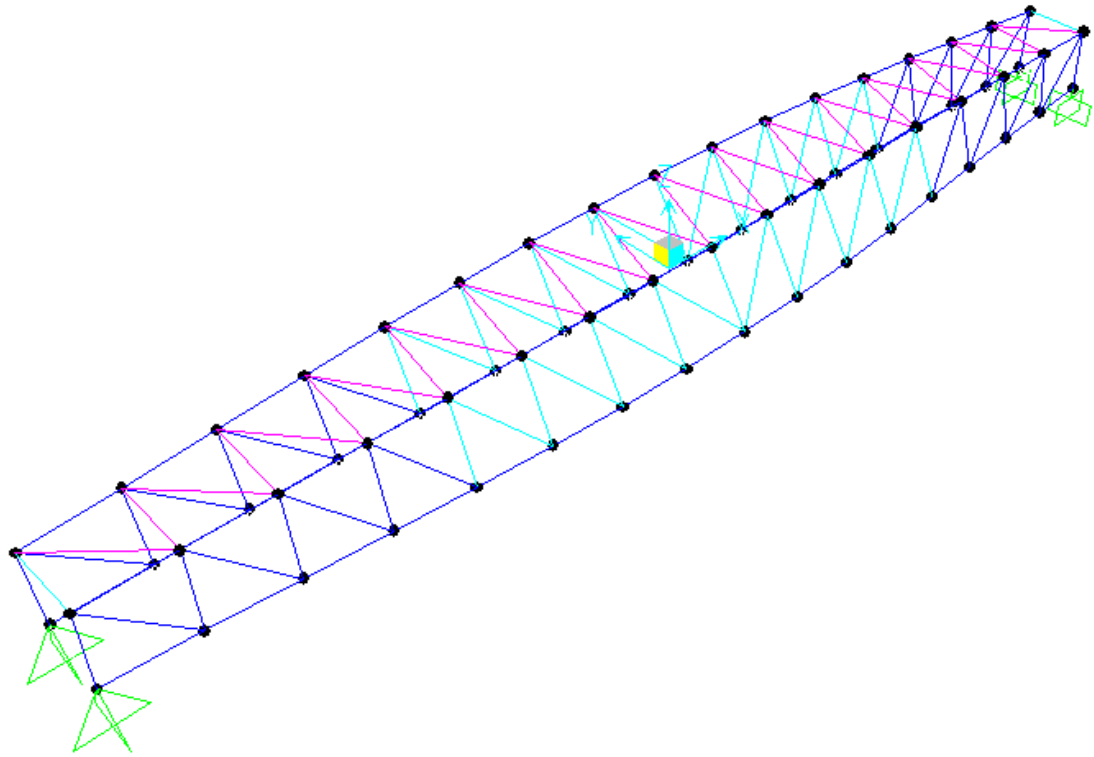


c)
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - T = 0.15117; f = 6.61518]



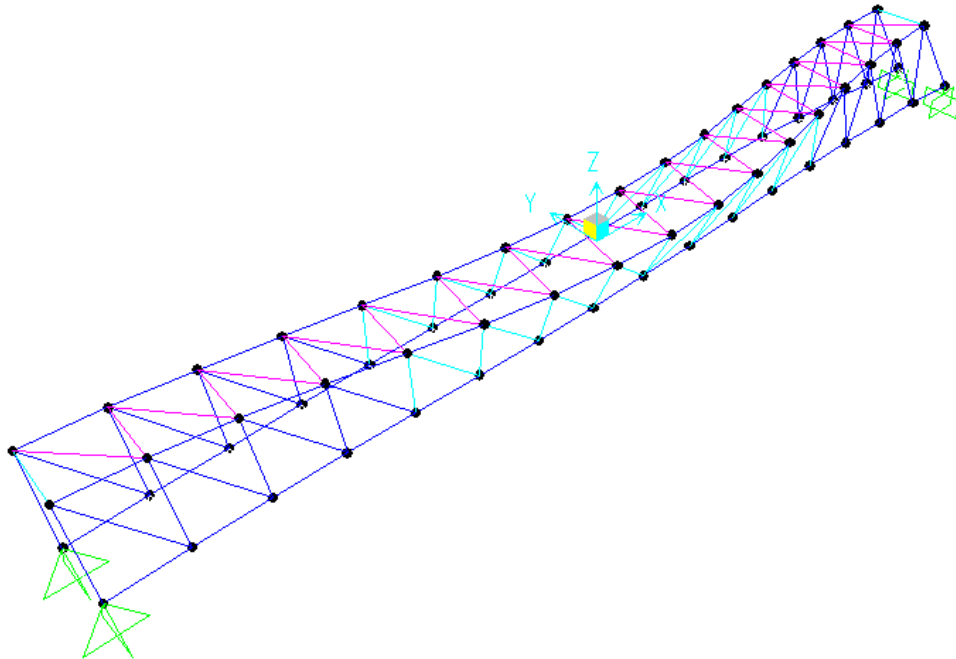
d)
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 4 - T = 0.15059; f = 6.64040]

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor



e)

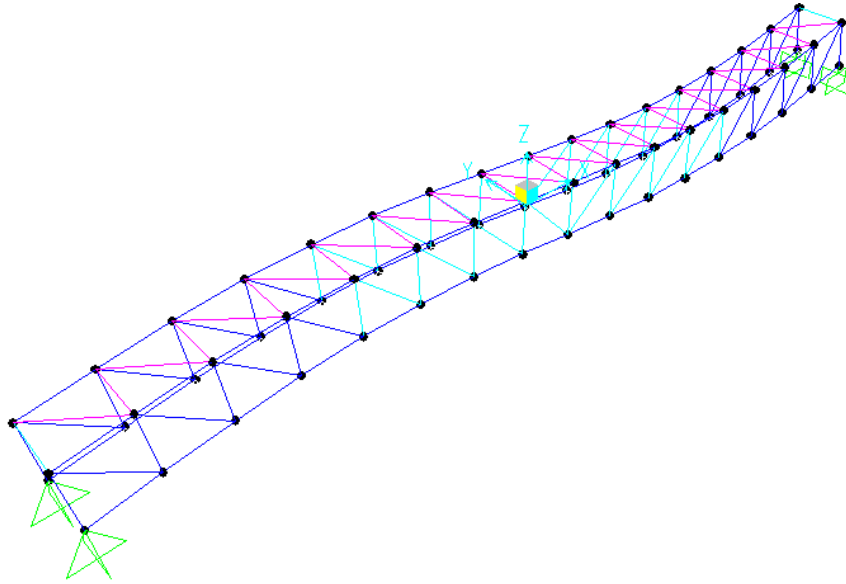
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 5 - $T = 0.10136$; $f = 9.86563$]



f)

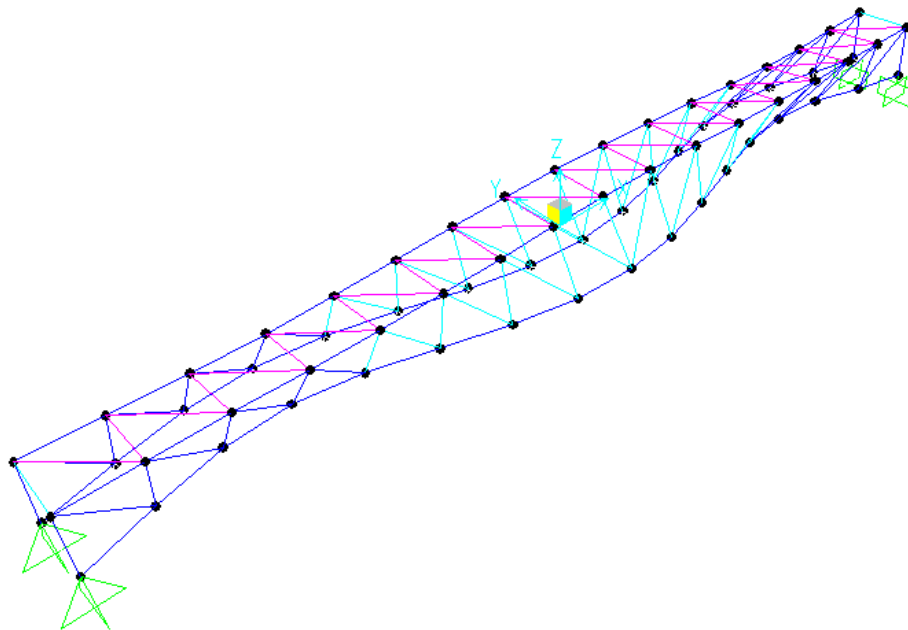
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 6 - $T = 0.08499$; $f = 11.76612$]

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor



g)

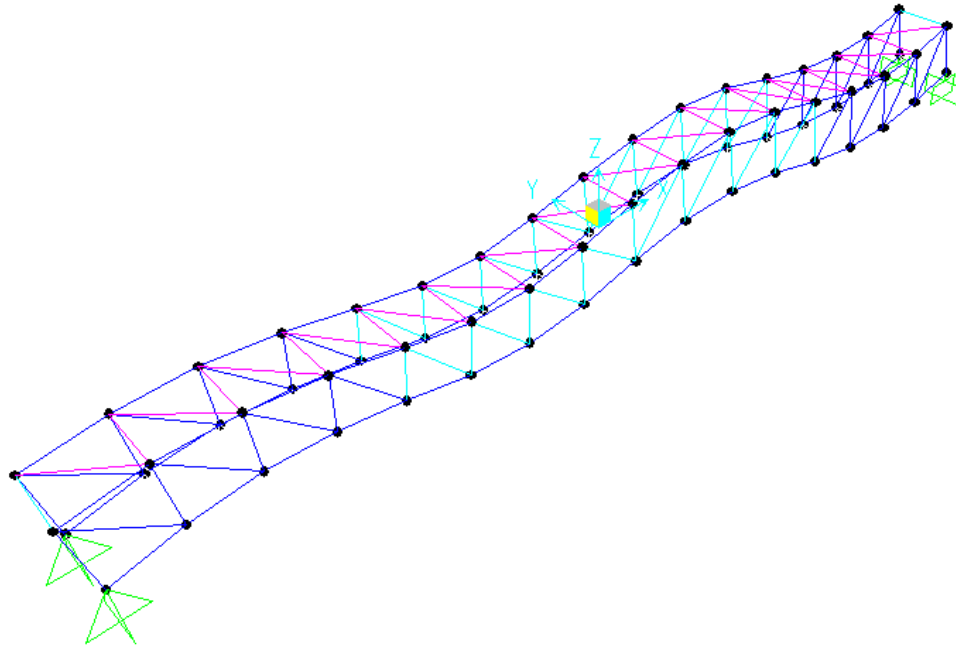
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 7 - T = 0.07410; f = 13.49501]



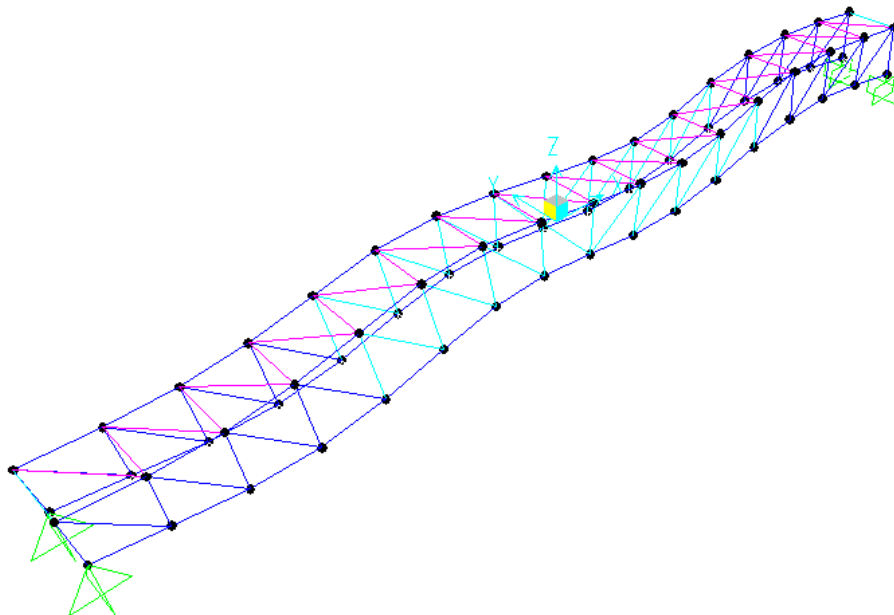
h)

[Deformed Shape (MODAL) - Mode 8 - T = 0.04333; f = 23.07976]

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

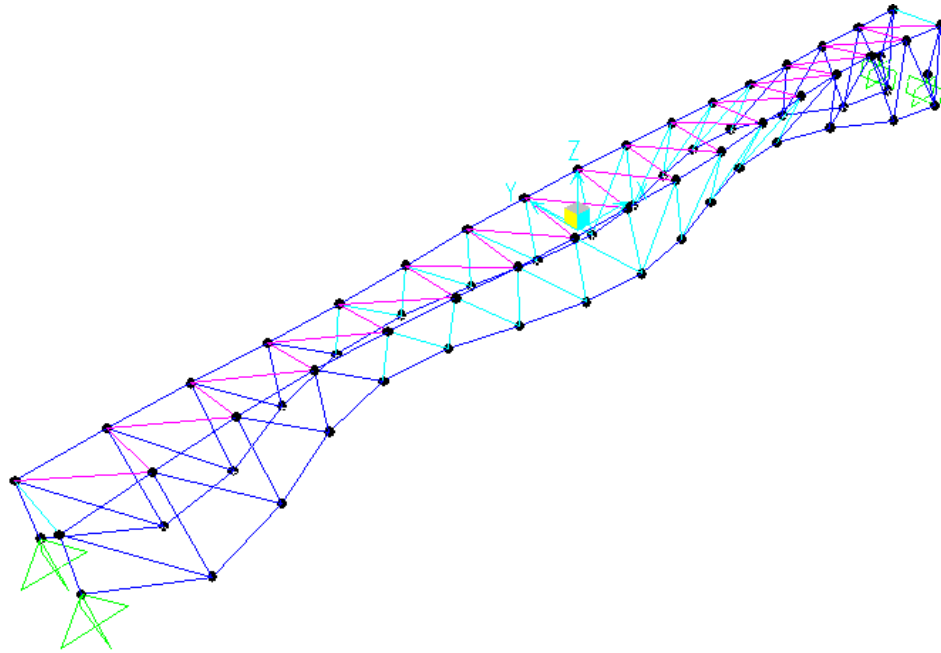


i)
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 9 - T = 0.03168; f = 31.56320]

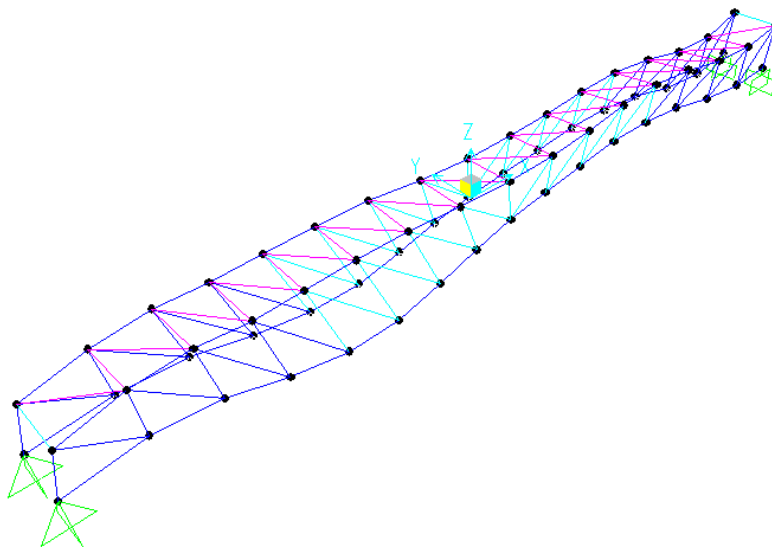


j)
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 10 - T = 0.02848; f = 35.11468]

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor



k)
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 11 - T = 0.02228; f = 44.88251]

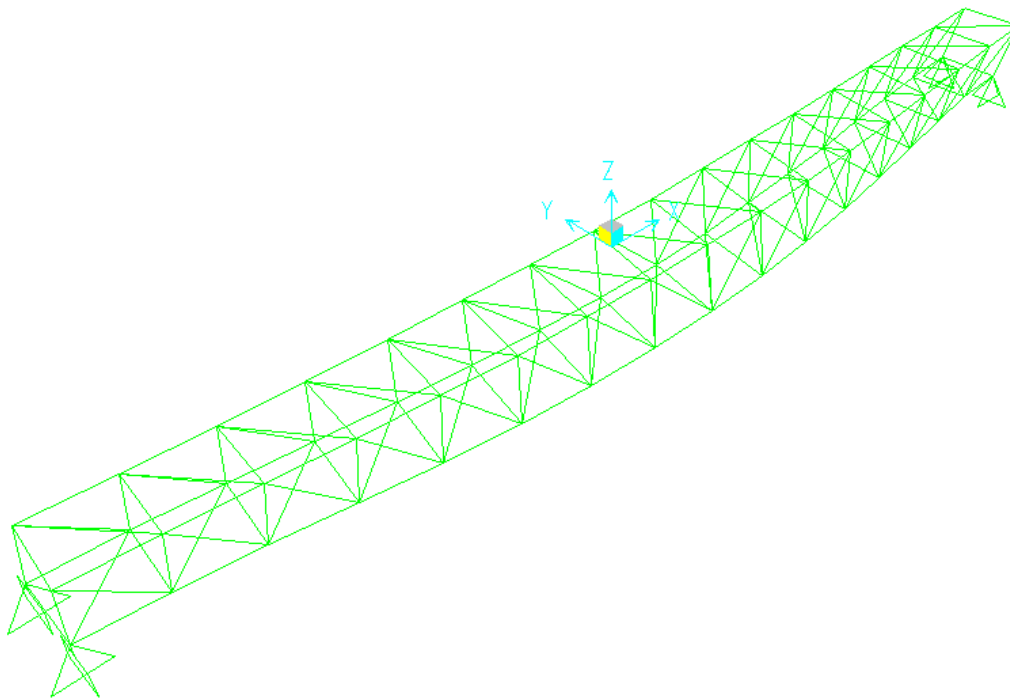


l)
[Deformed Shape (MODAL) - Mode 12 - T = 0.01314; f = 76.11393]

Resumen:

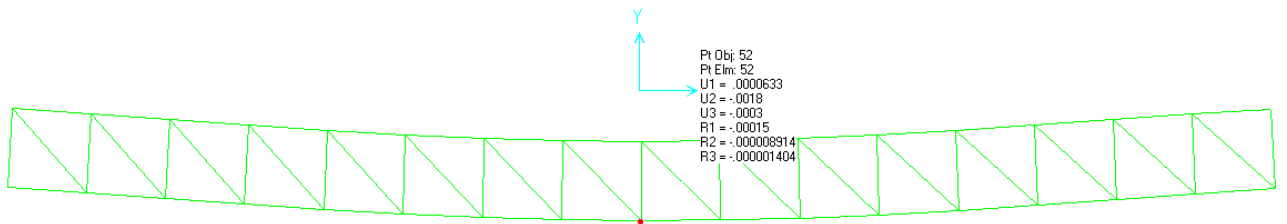
TABLE: Modal Periods And Frequencies				
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	0.279269	3.5808
MODAL	Mode	2	0.195866	5.1055
MODAL	Mode	3	0.151168	6.6152
MODAL	Mode	4	0.150593	6.6404
MODAL	Mode	5	0.101362	9.8656
MODAL	Mode	6	0.08499	11.766
MODAL	Mode	7	0.074101	13.495
MODAL	Mode	8	0.043328	23.08
MODAL	Mode	9	0.031682	31.563
MODAL	Mode	10	0.028478	35.115
MODAL	Mode	11	0.02228	44.883
MODAL	Mode	12	0.013138	76.114

Tabla 6.5 modos de vibrar de la estructura
Formas modales por viento:



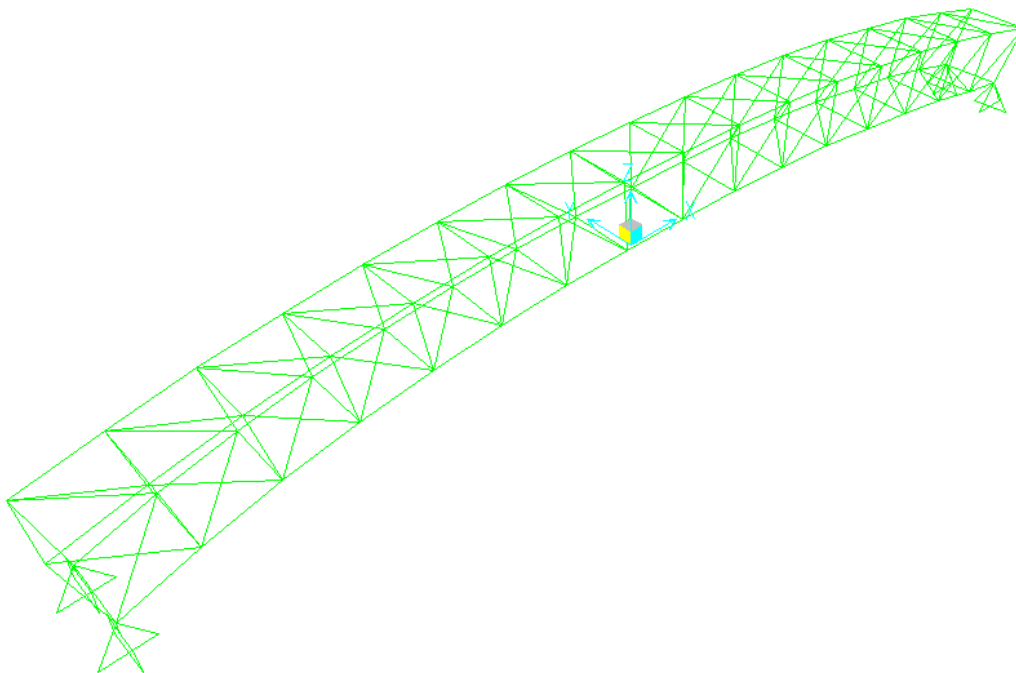
a) Deformed Shape (C VIENTO)

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor



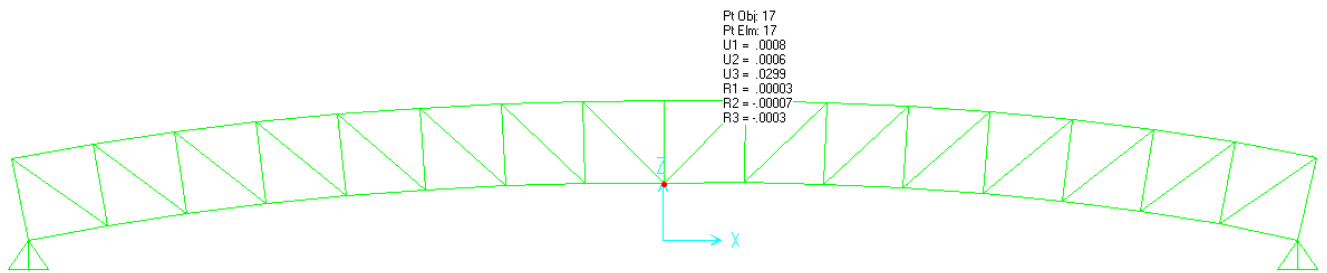
b) Deformed Shape (C VIENTO)

Efectos de temperatura:



a) Deformed Shape (temperatura)

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor



Deformed Shape (temperatura)

b) desplazamiento

Espectro de diseño para Q=2:

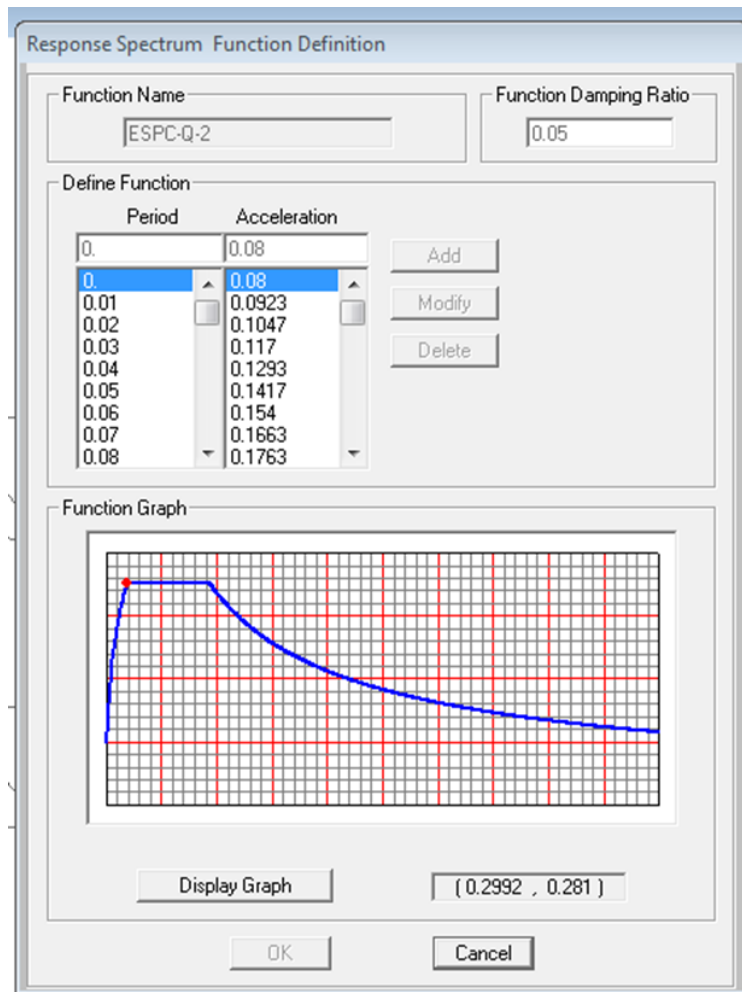


Fig. 6.10 Espectro de diseño para Q=2

6.1 Revisión por el método LRFD (*Load and Resistance Factor Design, Diseño por Factores de Carga y Resistencia, DFCR*)

LRFD (diseño por factores de carga y resistencia, DFCR)

Este método de diseño denominado también **diseño por estados límite o resistencia última**, consiste en determinar en primer término, las acciones (cargas o momentos) que se presentan en las secciones críticas de un miembro estructural o estructura bajo el efecto de las acciones de diseño o cargas factorizadas.

En general, las cargas factorizadas se obtienen multiplicando las cargas de servicio o de trabajo por un factor de carga, que suele ser mayor que la unidad.

Ecuación básica de diseño:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Ec.6.1

donde:

Q_i = efecto de las acciones calculado (M, V, P, etc.) bajo cargas de servicio i , donde i = D (carga muerta), L (carga viva), S (sismo), W (viento), etc.

γ_i = factor de carga; depende del tipo y combinación de carga (toma en cuenta las incertidumbres de los efectos de las cargas).

R_n = resistencia nominal = esfuerzo o fuerza correspondiente a la falla.

ϕ = factor de resistencia menor que la unidad, depende del tipo de resistencia (toma en cuenta las incertidumbres en la resistencia).

Comentarios:

El margen de seguridad se incorpora en los dos factores de carga y reducción de la

resistencia (γ y ϕ), y se aplica a ambos lados de la ecuación básica de diseño: acciones contra resistencia.

Con LRFD, el margen de seguridad proporcionado en el diseño puede ser más realista y refleja la diferencia de niveles o incertidumbres asociadas con diferentes condiciones de carga. Por ejemplo, se usa un factor de carga menor para las cargas muertas (1.2) que para las cargas vivas (1.6), lo cual refleja una incertidumbre mayor en las cargas vivas.

6.2 Ventajas del formato LRFD

- LRFD proporciona un margen de seguridad más uniforme y confiable bajo diferentes condiciones de carga. Es decir, LRFD permite que el factor de seguridad sea más preciso para diferentes tipos de carga y combinaciones de las mismas.
- Las resistencias nominales (R_n) se indican explícitamente en las Especificaciones LRFD. El diseñador cuenta con mayor información sobre el comportamiento real de la estructura.
- Cuando sea posible, las resistencias nominales se dan en términos de fuerzas en vez de esfuerzos. Esto frecuentemente proporciona una mejor representación del comportamiento estructural real.

Ecuación básica de diseño LRFD:

Efecto de las acciones (Fuerzas, esfuerzos, deflexiones, etc.) [[Q]]	\leq	Resistencia a los efectos de las acciones (Resistencia, rigidez, ductilidad) [[R]]
---	--------	---

Los dos lados de la ecuación básica de diseño están asociados a varias incertidumbres. Incertidumbres en las acciones (dependiendo del tipo de carga).

Incertidumbres en las combinaciones de carga.

Incertidumbres en el modelaje y análisis estructural.

Incertidumbres en la resistencia

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

Incertidumbres en las propiedades de los miembros (propiedades del material, dimensiones, imperfecciones iniciales, esfuerzos residuales).

Incertidumbres en la predicción del comportamiento estructural (depende del modo de falla de un elemento estructural, es decir, pandeo general de una columna, pandeo local de patines o del alma, pandeo por flexotorsión, fractura en la sección neta, ruptura por cortante y tensión combinadas, etc.)

Vista gráfica de incertidumbres

Vista gráfica de incertidumbres

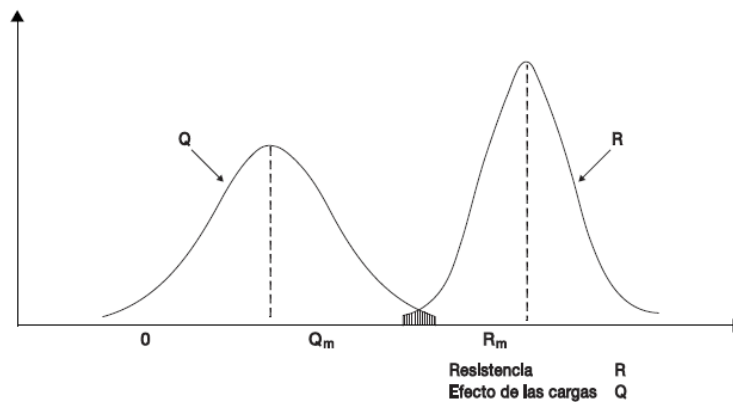


Fig. 6.1.1 Frecuencia versus Resistencia-Efecto de las cargas.

Debido a las incertidumbres en los efectos de las cargas (Q) y en la resistencia (R), se requiere un margen de seguridad entre Q y R.

La diferencia fundamental entre los métodos de diseño ASD (Diseño por Esfuerzos Permisibles)

y LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia) consiste en la manera en que se incorpora el margen de seguridad en el proceso de diseño.

6.3 ASD (diseño elástico o diseño por esfuerzos permisibles, Allowable Stress Design, DEP)

Este método de diseño denominado también diseño elástico, consiste en determinar, en primer término, los esfuerzos que se presentan en las secciones críticas de un miembro

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

estructural bajo la acción de las cargas de servicio o de trabajo, considerando un comportamiento elástico del material. Se considera que un miembro está diseñado correctamente cuando los esfuerzos de trabajo, ocasionados por las cargas de servicio que obran en el miembro no exceden los esfuerzos permisibles.

Los esfuerzos permisibles se estipulan en las especificaciones de diseño de acuerdo con el tipo de elemento estructural, tipo de acero y solicitaciones que obran en la estructura. En general, los esfuerzos permisibles se obtienen dividiendo los esfuerzos de falla del material y tipo de sollicitación entre un factor de seguridad. En general, los esfuerzos permisibles son una fracción del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia (esfuerzo de fluencia, F_y), o del esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , del acero utilizado en el diseño de la estructura o del esfuerzo crítico de un elemento.

Ecuación básica de diseño:

$$F_{calc.} \leq F_{perm.} \quad Ec.6.2$$

donde:

$f_{calc.}$ = esfuerzo calculado en un componente estructural bajo las cargas de servicio o de trabajo, en kg/cm^2 .

$$F_{perm.} = \frac{F_n}{F_s} = \frac{\text{Esfuerzo de falla}}{\text{Factor de seguridad}} \quad Ec.6.3$$

Comentarios:

El margen de seguridad se representa mediante el factor de seguridad (F.S.) y se aplica en el mismo lado de la resistencia de la ecuación básica de diseño. Típicamente, $FS = 1.67$ para diseño de miembros estructurales en tensión y $FS = 2.0$ para diseño de conexiones estructurales trabe-columna.

El factor de seguridad no refleja las diferencias de niveles de las incertidumbres asociadas

con las diferentes combinaciones de carga. Por ejemplo, se usa el mismo factor de seguridad para las cargas muertas y vivas.

6.4 Factores de carga y combinaciones de carga

Las cargas nominales que deben considerarse en el diseño de estructuras de acero son las siguientes:

- D: Carga muerta debida al peso propio de los miembros estructurales y acciones permanentes en la estructura.
- L: Carga viva debida a la ocupación y equipo
- Lr: Carga viva de techo
- W: Carga de viento
- S: Carga de nieve
- E: Carga sísmica determinada de acuerdo con la parte 1 del *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- R: Carga debida al agua pluvial o hielo, exclusiva de la contribución del encharcamiento.

De acuerdo con la Sección de las especificaciones *AISC-LRFD* las combinaciones de carga y cargas factorizadas son las indicadas en la siguiente tabla. El diseño de un miembro estructural o conexión, se efectuará con la combinación de carga crítica.

Combinación de carga	Acciones de diseño (cargas factorizadas)
(CC-1)	1.4D
(CC-2)	1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr o S o R)
(CC-3)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8 W)
(CC-4)	1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5 (Lr o S o R)
(CC-5)	1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.25
(CC-6)	0.9 + 1.6W
(CC-7)	0.9D + 1.0E

Tabla 6.6 Cargas y combinaciones de cargas.

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

Factor de resistencia ϕ	Estado límite
0.90	Flujo plástico en la sección total.
0.75	Fractura (fractura en la sección neta, ruptura por cortante y tensión, fractura de tornillos, fracturas de soldaduras, etc.).
0.85	Pandeo de columnas aisladas.
0.90	Flexión y cortante (vigas).
0.90	Miembros sujetos a compresión axial y flexión (miembros flexo comprimidos ó columnas).

Tabla 6.7 Diversos factores de reducción de la resistencia.

Terminología LRFD

Resistencia requerida = Fuerza máxima en un miembro o conexión bajo cargas factorizadas.

Resistencia nominal = Fuerza que causa la falla del miembro o de la conexión.

Resistencia de diseño = Resistencia nominal multiplicada por un factor de resistencia.

Ecuación básica de diseño:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \tag{Ec.6.4}$$

Resistencia requerida \leq Resistencia de diseño

Ecuaciones de diseño.

$T_u \leq \phi T_n$ Tensión

$P_u \leq \phi P_n$ Compresión

$M_u \leq \phi M_n$ Flexión

$V_u \leq \phi V_n$ Cortante

Estado límite = Un límite de utilidad estructural = un modo de falla.

Resistencia por estados límite (se revisa utilizando cargas factorizadas):

Un modo de falla que afecta la seguridad de la estructura.

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

La resistencia por estados límite en estructuras de acero, generalmente involucra uno de los tres fenómenos siguientes:

- Fractura.
- Inestabilidad (local, de miembro o de conjunto).
- Flujo plástico (generalmente tratado como un estado límite de resistencia cuando resulta en una deformación excesiva; la fluencia localizada no se considera un estado límite de resistencia).

Estados límite de servicio (se revisan con las cargas de servicio, sin factorizar).

Un modo de falla que afecta la función u operación de un edificio, pero no su seguridad estructural).

Ejemplos:

- Deflexiones excesivas que causan fisuras en elementos no estructurales o inseguridad a los ocupantes.
- Vibraciones excesivas que causan molestias a los ocupantes originadas por un equipo mecánico en operación.

6.5 RAZONES POR LAS CUALES SE TIENDE A DISEÑAR POR EL MÉTODO LRFD

La tendencia a diseñar por la teoría de la última resistencia LRFD tiene las siguientes razones:

- 1) Las condiciones de diseño permitan a los materiales trabajar a su máxima capacidad esto es que el hormigón siempre trabajaría hasta 22,22 veces debajo en la zona elástica y el acero de refuerzo hasta 2,5 veces su trabajo en la zona elástica es decir que los dos materiales están trabajando en condiciones límites ó sea instantes antes de su falla.
- 2) Como consecuencia de lo anterior se tendrán secciones menores con costos menores pero en cambio se tendrán elementos menos rígidos que provocarán menores deformaciones pero que se puede controlar garantizando la estabilidad de la estructura.
- 3) Con esta teoría es factible seleccionar con mayor precisión los factores de mayoración de carga por efecto de la combinación de cargas permitiendo seleccionar valores menores para cargas que se pueden definir con mayor

Comportamiento estructural de un cruce aéreo para un emisor

precisión y valores mayores para cargas muy variables que no se pueden definir con exactitud.

4) Cuando se utilizan materiales de alta resistencia tanto en el acero como en el hormigón el método LRFD nos permitirá obtener secciones esbeltas pero controlables en su deformación lo que garantiza la estabilidad.

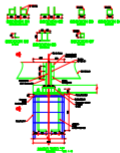
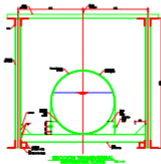
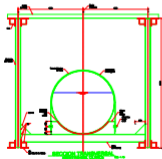
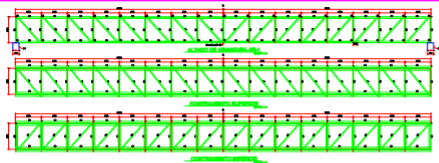
CONCLUSIONES

- La similitud de los valores de fuerzas axiales obtenidos con los SOFTWARE, ECO y SAP 2000, es que ambos utilizan el método de rigidez matricial.
- Con el método LRFD, aplicado en el análisis SOFTWARE SAP 2000, la mayor parte de secciones trabajan al 50% de su capacidad, sin embargo no se deben cambiar secciones, tal vez los calibres, siempre y cuando se tomen en cuenta los desplazamientos máximos para la flecha permisible y el control de vibraciones ya que con una mayor masa en la estructura la vibración es menor.
- De los SOFTWARE SAP 2000 y ECO GC los valores que se obtuvieron en el análisis están dentro de los esfuerzos admisibles
 - El periodo máximo que corresponde al modo de vibrar uno es de 0.2792 seg es ligeramente menor al valor de la meseta de diseño que es de 0.281, por lo que el coeficiente $c=0.45$ es el adecuado
- De los resultados obtenidos como periodo y frecuencia, se determina que por tener un periodo muy corto 0.27 segundos y una frecuencia de 3.5 ciclos/seg las vibraciones serán mínima

Bibliografía:

En la elaboración del presente proyecto, se consideran las especificaciones contenidas en los siguientes documentos:

- a) Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Sismo (C.F.E.-MDOC-1993)
- b) Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Viento (C.F.E.-MDOC-1993)
- c) Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.
- d) Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto.
- e) Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Acero.
- f) Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones.
- h) Normas del American Institute of Steel Construction (AISC).
- i) Normas de la American Welded Society (AWS).
- j) Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA)
- k) Manual Monterrey
- l) Diseño de tubería de acero, Comisión Nacional de Agua (CONAGUA), 2007



<p> </p>	<p> </p>
----------	----------



FORMA DE EJECUCION

CLASIFICACION

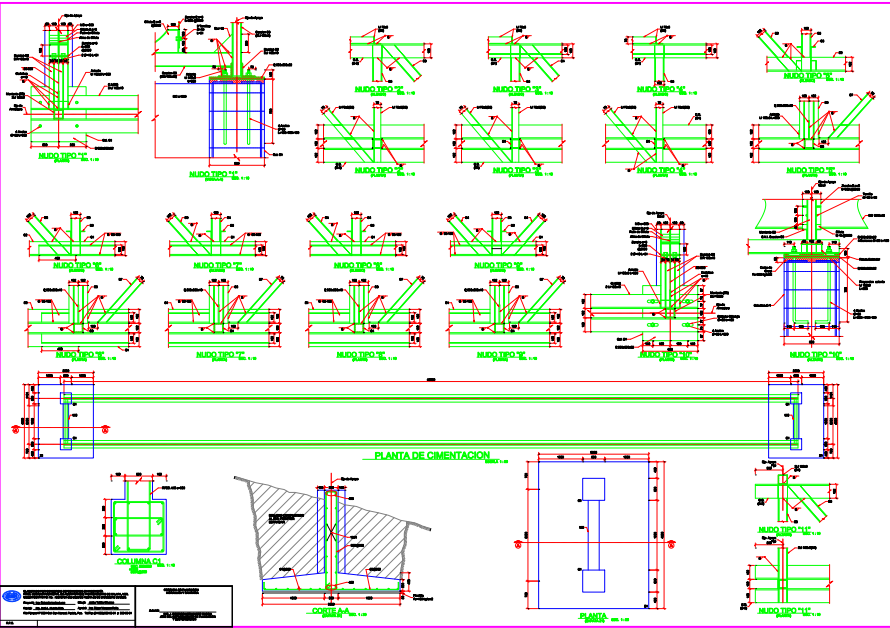
<p> </p>	<p> </p>
----------	----------

<p> </p>	<p> </p>
----------	----------

NOTAS

- 1. Verificar el estado de conservación de la obra antes de iniciar los trabajos.
- 2. Mantener el acceso de los vehículos y peatones durante todo el tiempo de la obra.
- 3. Mantener el área de trabajo limpia y libre de obstáculos.
- 4. Mantener el área de trabajo segura y libre de riesgos.
- 5. Mantener el área de trabajo segura y libre de riesgos.
- 6. Mantener el área de trabajo segura y libre de riesgos.
- 7. Mantener el área de trabajo segura y libre de riesgos.
- 8. Mantener el área de trabajo segura y libre de riesgos.
- 9. Mantener el área de trabajo segura y libre de riesgos.
- 10. Mantener el área de trabajo segura y libre de riesgos.

<p> </p>	<p> </p>
----------	----------



CROQUIS DE LOCALIZACION

SIEMBOLOGIA

LINEA ROJA: _____ M. L.
 LINEA AZUL: _____ M. L.
 LINEA VERDE: _____ M. L.
 LINEA NARANJA: _____ M. L.
 LINEA ROJO: _____ M. L.
 LINEA NEGRO: _____ M. L.

N

CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
ALBAÑILERIA, M3	M3	100
ACEROS, KG	KG	5000
FORMA, M2	M2	200
MOYADO, M3	M3	50

NOTAS

- 1- VERIFICACION DE DATOS
- 2- VERIFICACION DE DATOS
- 3- VERIFICACION DE DATOS
- 4- VERIFICACION DE DATOS
- 5- VERIFICACION DE DATOS
- 6- VERIFICACION DE DATOS
- 7- VERIFICACION DE DATOS
- 8- VERIFICACION DE DATOS
- 9- VERIFICACION DE DATOS
- 10- VERIFICACION DE DATOS
- 11- VERIFICACION DE DATOS
- 12- VERIFICACION DE DATOS
- 13- VERIFICACION DE DATOS
- 14- VERIFICACION DE DATOS
- 15- VERIFICACION DE DATOS
- 16- VERIFICACION DE DATOS
- 17- VERIFICACION DE DATOS
- 18- VERIFICACION DE DATOS
- 19- VERIFICACION DE DATOS
- 20- VERIFICACION DE DATOS
- 21- VERIFICACION DE DATOS
- 22- VERIFICACION DE DATOS
- 23- VERIFICACION DE DATOS
- 24- VERIFICACION DE DATOS
- 25- VERIFICACION DE DATOS
- 26- VERIFICACION DE DATOS
- 27- VERIFICACION DE DATOS
- 28- VERIFICACION DE DATOS
- 29- VERIFICACION DE DATOS
- 30- VERIFICACION DE DATOS
- 31- VERIFICACION DE DATOS
- 32- VERIFICACION DE DATOS
- 33- VERIFICACION DE DATOS
- 34- VERIFICACION DE DATOS
- 35- VERIFICACION DE DATOS
- 36- VERIFICACION DE DATOS
- 37- VERIFICACION DE DATOS
- 38- VERIFICACION DE DATOS
- 39- VERIFICACION DE DATOS
- 40- VERIFICACION DE DATOS
- 41- VERIFICACION DE DATOS
- 42- VERIFICACION DE DATOS
- 43- VERIFICACION DE DATOS
- 44- VERIFICACION DE DATOS
- 45- VERIFICACION DE DATOS
- 46- VERIFICACION DE DATOS
- 47- VERIFICACION DE DATOS
- 48- VERIFICACION DE DATOS
- 49- VERIFICACION DE DATOS
- 50- VERIFICACION DE DATOS
- 51- VERIFICACION DE DATOS
- 52- VERIFICACION DE DATOS
- 53- VERIFICACION DE DATOS
- 54- VERIFICACION DE DATOS
- 55- VERIFICACION DE DATOS
- 56- VERIFICACION DE DATOS
- 57- VERIFICACION DE DATOS
- 58- VERIFICACION DE DATOS
- 59- VERIFICACION DE DATOS
- 60- VERIFICACION DE DATOS
- 61- VERIFICACION DE DATOS
- 62- VERIFICACION DE DATOS
- 63- VERIFICACION DE DATOS
- 64- VERIFICACION DE DATOS
- 65- VERIFICACION DE DATOS
- 66- VERIFICACION DE DATOS
- 67- VERIFICACION DE DATOS
- 68- VERIFICACION DE DATOS
- 69- VERIFICACION DE DATOS
- 70- VERIFICACION DE DATOS
- 71- VERIFICACION DE DATOS
- 72- VERIFICACION DE DATOS
- 73- VERIFICACION DE DATOS
- 74- VERIFICACION DE DATOS
- 75- VERIFICACION DE DATOS
- 76- VERIFICACION DE DATOS
- 77- VERIFICACION DE DATOS
- 78- VERIFICACION DE DATOS
- 79- VERIFICACION DE DATOS
- 80- VERIFICACION DE DATOS
- 81- VERIFICACION DE DATOS
- 82- VERIFICACION DE DATOS
- 83- VERIFICACION DE DATOS
- 84- VERIFICACION DE DATOS
- 85- VERIFICACION DE DATOS
- 86- VERIFICACION DE DATOS
- 87- VERIFICACION DE DATOS
- 88- VERIFICACION DE DATOS
- 89- VERIFICACION DE DATOS
- 90- VERIFICACION DE DATOS
- 91- VERIFICACION DE DATOS
- 92- VERIFICACION DE DATOS
- 93- VERIFICACION DE DATOS
- 94- VERIFICACION DE DATOS
- 95- VERIFICACION DE DATOS
- 96- VERIFICACION DE DATOS
- 97- VERIFICACION DE DATOS
- 98- VERIFICACION DE DATOS
- 99- VERIFICACION DE DATOS
- 100- VERIFICACION DE DATOS

COMISION DIRECTIVA DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO DE BOGOTA, D.C. **CMAPB**
 GERENCIA DE PLANEACION GENERAL Y SISTEMAS
 DIVISION DE PLANEACION
 SECCION DE PLANEACION GENERAL Y SISTEMAS
 PLAN DE PLANEACION GENERAL Y SISTEMAS

BOGOTA, D.C. _____ 20____

CONSTRUCCIONES Y SERVICIOS
 BOGOTA, D.C. _____ 20____

