



31  
2ej  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ARAGON”

“ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURA  
METALICA PARA PLANTA EMBOTELLADORA,  
CUBRIENDO 8400.00m<sup>2</sup>, CON EL  
MINIMO DE COLUMNAS”

T E S I S  
Que para obtener el Título de:  
INGENIERO CIVIL  
P r e s e n t a  
LUIS OCTAVIO GONZALEZ SANTILLAN

FALLA DE ORIGEN

San Juan de Aragón Edo. de Méx.

1995



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

***Dedico este trabajo,  
con cariño, respeto, admiración y gratitud ...***

***A mi Madre ...***

***por darme la vida y como tributo a los años y las noches que por  
amor ha pasado en vela por mi causa***

***A mi padre ...***

***por ser un ejemplo inmejorable, de rectitud, honradez y trabajo, y  
por su empeño en hacer de mi un hombre de bien, a veces a pesar  
de mi***

***A mi Abuela Lupita ...***

***por cuidar de mi persona con cariño y abnegación desde que vine al mundo***

***A la memoria de mis abuelos Rafaelo, Luis y Esteban ...***

***dondequiera que se encuentren***

***A la memoria de mis abuelos Rafaela, Luis y Esteban ...***

***dondequiera que se encuentren***



***A mi hermana Mary ...***

***por el cariño e interés que manifiesta por mi y que no creo merecer***

***A mi hermana Lupita ...***

***por la manera tan especial como demuestra su cariño y que a veces  
no entiendo***

***A mi hermano Sergio ...***

***hermano, compañero y amigo, enorme y salvaje, pero muy noble***

***A mi sobrino Esteban ...***

***con mis mejores deseos para que su futuro sea glorioso***

***A mi tía Dolores ...***

***por apoyarme siempre***

***A mis primos: Luciano, Rafael y Luis ...***

***con el deseo de que alcancen sus metas***

***Mi más sincero agradecimiento ...***

***Al Sr, Ing. Gustavo Jiménez Villegas, por haber accedido amablemente a dirigir este trabajo de tesis, y por su paciencia, tolerancia, comprensión y amistad***

***A los ingenieros: Pascual García Cuevas, Mario Avalos Hernández, y Manuel Martínez Ortiz por el apoyo incondicional y desinteresado que brindaron a este servidor.***

***A la Universidad Nacional Autónoma de México, Campus Aragón y a todos los profesores que contribuyeron a mi formación como ingeniero***

***A mis compañeros y amigos, y de manera especial, a la Ingeniera Martha Eduviges Zapata Chaires, y al ing. Edgar Islas Sánchez, por los años de escuela, de trabajo y los que queden por venir***

**GRACIAS.**

***Ad Astra per Aspera***

## **PREFACIO**

**El presente trabajo tiene como finalidad presentar, en su totalidad, uno de los procedimientos que se siguen para el desarrollo de las estructuras de acero destinadas a cubrir grandes claros sin columnas intermedias. El estudio de este tipo de estructuras reviste importancia, debido a las ventajas que supone su uso, tanto en el aspecto económico, como en la disponibilidad de espacio que se puede lograr.**

**Se recomienda la utilización de estas estructuras en proyectos tales, como: hangares, auditorios, almacenes o bodegas, gimnasios, centros comerciales, teatros, cines, silos y naves industriales.**

**La utilización de acero en la construcción de edificios como los citados anteriormente, disminuye el volumen de materiales, reduce el tiempo de ejecución y el costo, además permite hacer uso de aparatos administrativos de construcción más pequeños en comparación con los utilizados en las edificaciones de concreto.**

**PREFACIO**

**El presente trabajo tiene como finalidad presentar, en su totalidad, uno de los procedimientos que se siguen para el desarrollo de las estructuras de acero destinadas a cubrir grandes claros sin columnas intermedias. El estudio de este tipo de estructuras reviste importancia, debido a las ventajas que supone su uso, tanto en el aspecto económico, como en la disponibilidad de espacio que se puede lograr.**

**Se recomienda la utilización de estas estructuras en proyectos tales, como: hangares, auditorios, almacenes o bodegas, gimnasios, centros comerciales, teatros, cines, silos y naves industriales.**

**La utilización de acero en la construcción de edificios como los citados anteriormente, disminuye el volumen de materiales, reduce el tiempo de ejecución y el costo, además permite hacer uso de aparatos administrativos de construcción más pequeños en comparación con los utilizados en las edificaciones de concreto.**

**Lo anterior apoya el interés que tengo en exponer este trabajo, conjuntando los conocimientos que de manera aislada obtuve a lo largo de los años escolares y en un trabajo donde todos éstos intervienen de manera importante.**

**Elegí el área de estructuras, y especialmente las de acero porque es a la cual he tenido mayor acceso, y cuyo desarrollo capta menor interés por parte de los alumnos, dado que la bibliografía es poca.**

**Espero que los conocimientos reunidos en este trabajo, puedan llegar a ser de utilidad a quienes se interesen en el tema.**

**Luis O. González Santillán**

**México, D.F.**

**Septiembre 1994**

## INTRODUCCIÓN

El acero como material de construcción presenta muchas ventajas en comparación con otros, es posiblemente el más versátil, ya que posee una gran resistencia, poco peso, fabricación sencilla y otras propiedades deseables, como son:

° Alta resistencia:

La alta resistencia del acero, por unidad de peso significa que las cargas muertas serán menores. Este hecho reviste gran importancia en puentes de gran claro, edificios elevados, y en estructuras cimentadas en suelos de poca capacidad.

° Uniformidad:

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como sucede con el concreto reforzado. Esto implica que los valores de las propiedades específicas del acero que intervienen en el análisis estructural, permitirán obtener resultados mucho más confiables que los que proporciona el uso del concreto, cuyas especificaciones en muchos casos, son cambiantes.

° **Elasticidad:**

El diseño con acero está más cerca de las hipótesis que la mayoría de los materiales, porque sigue la ley de Hooke hasta para esfuerzos relativamente altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden ser calculados con precisión, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzados son un tanto aproximados<sup>1</sup>.

° **Durabilidad:**

Las estructuras de acero con mantenimiento adecuado durarán indefinidamente. La investigación en algunos de los nuevos aceros indica que bajo ciertas condiciones, solo requieren pintura como mantenimiento<sup>2</sup>.

° **Ductilidad:**

Es la propiedad de un material que le permite soportar deformaciones de estirado o aplastado sin fallar. Cuando un miembro de acero dulce se somete a la prueba de tensión, ocurrirán una reducción considerable de su área transversal y un fuerte alargamiento, en el lugar de la falla, antes de que la fractura ocurra. Un material que no tenga esta propiedad es duro y quebradizo, y posiblemente se rompa si recibe un choque súbito.

° **Tenacidad y resistencia a la fatiga:**

La primera es la propiedad que le permite a un material oponer resistencia a la deformación, y la segunda es la capacidad de soportar deformaciones repetidas sin llegar a la falla.



En los miembros estructurales bajo cargas normales, se desarrollan concentraciones de esfuerzos elevados en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales usuales, les permite fluir localmente en dichos puntos, previniendo así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que cuando se sobrecargan, sus grandes deflexiones proporcionan un indicio de falla inminente.

° **Ventajas del acero como material estructural:**

- a) **Adaptación a la prefabricación, parte del habilitado del material puede efectuarse en taller, y en muchas ocasiones es posible eliminar totalmente el proceso de fabricación in situ.**
- b) **Rapidez de montaje.**
- c) **Soldabilidad.**
- d) **Es posible la reutilización después de que una estructura se desmonte, sobre todo si el sistema cuenta con conexiones atornilladas.**
- e) **Buen valor de rescate, aún cuando no pueda usarse, sino venderse como chatarra.**

° **Desventajas del acero como material estructural:**

**Mantenimiento:**

En cuanto al costo de mantenimiento, la mayoría de los aceros se corroen cuando están expuestos libremente al aire y deben pintarse periódicamente.

**Protección contra incendio:**

Es importante también el costo de protección contra incendio, pues la resistencia del acero estructural se reduce notablemente a las temperaturas que se alcanzan durante los incendios. La estructura de acero de un edificio debe ser a prueba de fuego a fin de poder asegurarla con primas reducidas. Debe recordarse sin embargo, que el acero es incombustible.

**Pandeo:**

El acero también es susceptible al pandeo, pues a medida que los miembros sujetos a compresión son mas largos y esbeltos, mayor es el peligro de que se presente. Como se ha mencionado, el acero tiene alta resistencia por unidad de peso, y cuando se usa para columnas de acero no siempre resulta económico.

**Usos del acero estructural:****° Ampliación de estructuras:**

Las estructuras de acero se prestan para ampliaciones. Nuevos tramos y en ocasiones alas totalmente nuevas pueden añadirse a las estructuras de acero de edificaciones ya existentes, y los puentes de acero pueden ampliarse si se requiere.

**Elementos a considerar en el diseño de  
estructuras de acero**

**El diseño debe distribuir y dimensionar los elementos de las estructuras de modo que las mismas tengan suficiente resistencia, y sean razonablemente económicas y puedan montarse de manera práctica, otros elementos a considerar son:**

**° Seguridad:**

**Una estructura no solo debe soportar en forma segura las cargas a que esté sujeta, sino que debe soportarlas de modo que las deformaciones y vibraciones no sean tan grandes como para atemorizar a los usuarios o causar daños de apariencia peligrosa.**

**° Costo:**

**Se deben tener en cuenta los detalles que reducen el costo sin sacrificar la resistencia. Estos aspectos incluyen el uso de secciones de medidas comerciales, con conexiones y detalles sencillos, y el uso de elementos y materiales que no requieran con el tiempo, costos altos de mantenimiento.**

**° Sentido práctico:**

**El diseño debe contemplar estructuras que puedan fabricarse y montarse sin que se presenten grandes problemas. El ingeniero debe conocer los métodos de fabricación, y tratar de adaptar su trabajo a las facilidades disponibles.**

El responsable del diseño debe tener los más amplios conocimientos acerca de dibujo de detalle, de la fabricación y del montaje en el campo de las estructuras de acero. Mientras mayores sean sus conocimientos acerca de los problemas y tolerancias en el taller y en el campo, mayores probabilidades existen de que sus diseños sean razonables, prácticos y económicos. Los conocimientos deben incluir la información correspondiente al transporte de materiales a los sitios de la obra (tales como las dimensiones máximas de estructuras o peso de los elementos que puedan transportarse por carretera), a las condiciones de trabajo y el equipo disponible para el montaje.

Finalmente, necesita organizar los elementos de la estructura de manera que no interfieran, con las instalaciones que requiera el proyecto (ductos, tuberías, etc.), ni modifiquen el aspecto arquitectónico.

° **Factor de seguridad:**

El factor de seguridad de un miembro estructural se define como la relación entre la resistencia del miembro y el máximo esfuerzo previsto. La resistencia de un elemento, utilizada para determinar el factor de seguridad debe considerarse como el esfuerzo último, pero es frecuente utilizar un valor un poco menor. Por ejemplo, puede suponerse que la falla ocurra cuando los miembros se deforman excesivamente. Si tal es el caso, el factor de seguridad debe determinarse dividiendo, el esfuerzo en el límite de fluencia, entre el máximo esfuerzo previsto. Para materiales dúctiles, el factor de seguridad se basa en los esfuerzos en los puntos de fluencia, mientras que para materiales frágiles o vítreos, se basa en la resistencia a la ruptura.

**Algunos aspectos inciertos que afectan a los factores de seguridad son:**

- 1:La resistencia del material puede variar inicialmente de modo apreciable respecto a los valores supuestos, y variará aún más con el tiempo y debido a la fluencia del material, corrosión y fatiga.**
- 2:Los métodos de análisis a menudo están sujetos a errores apreciables.**
- 3:Los sucesos accidentales (huracanes, terremotos, etc.), ocasionan condiciones difíciles de predecir.**
- 4:Los esfuerzos residuales originados durante la fabricación y el montaje, son frecuentemente importantes. Los obreros en talleres y en la obra, tratan a los elementos de acero con visible descuido; los dejan caer, los estiban mal, los meten a la fuerza, los obligan a posiciones de coincidencia con pasadores en agujeros para tornillos. De hecho, los esfuerzos durante la fabricación y el montaje pueden exceder a aquellos que ocurran después de terminar la estructura; los pisos de los edificios de departamentos o de oficinas se diseñan para una determinada carga viva, pero durante el proceso de construcción es probable que el contratista almacene pilas de materiales o equipo, cuyo peso supera con mucho los valores de las cargas consideradas en el diseño, esto nos puede prevenir acerca de las cosas que pueden suceder durante la construcción. (Es muy probable que la mayoría de las estructuras de acero se sobrecarguen alguna vez durante la construcción, pero es raro que alguna de ellas falle.)**

- 5:** Hay cambios tecnológicos que afectan la magnitud de las cargas vivas. Un ejemplo es el constante incremento de la carga rodante circulando en los puentes.
- 6:** Aunque las cargas muertas de una estructuras pueden en la práctica estimarse de forma casi exacta, la estimación de cargas vivas es más imprecisa. Esto en particular es cierto cuando se estima la combinación más desfavorable de cargas vivas en un momento dado.
- 7:** Otros aspectos de incertidumbre son la presencia de esfuerzos residuales, las concentraciones de esfuerzos y la variación de las dimensiones de los perfiles de los elementos.

La magnitud de los factores de seguridad utilizados debe afectarse por los mencionados aspectos de incertidumbre, y también por las siguientes características de proyecto: el uso (permanente o temporal, público o privado) de la estructura, la responsabilidad legal y moral si falla, las vidas que se arriesgan, la magnitud de los daños a la propiedad, los problemas que se generan si la estructura queda inutilizada, el tipo de elemento que se está diseñando, si es principal o secundario (puede ser razonable utilizar factores de seguridad altos para diseñar miembros principales y valores menores al diseñar miembros secundarios.)

Otro tópico importante en el estudio de las estructuras de acero, es el concerniente a los motivos que originan las fallas.

**Fallas en las estructuras:**

El aplastamiento de las estructuras se debe normalmente a que se puso poca atención en los detalles de conexiones, deflexiones, problemas de montaje y el estado de la cimentación. Raramente sucede, que las estructuras fallen debido a defectos en el material; pero si es frecuente que acontezcan debido a uso inapropiado, o a fallas de control de calidad en la fabricación.

Quizá el error más común, en el diseño de conexiones, es despreciar algunas de las fuerzas que actúan sobre ellas, tales como los momentos de torsión. Otra fuente de éstas ocurre en donde las vigas soportadas en muros no tienen suficiente apoyo o anclaje. Los asentamientos de cimientos, causan un gran número de fallas estructurales, posiblemente más que ningún otro factor. La mayor parte de éstos no se traducen en aplastamientos, pero es muy probable que causen agrietamientos de mala apariencia.

Algunas otras fuentes de fallas estructurales ocurren porque no se pone la debida atención a las deformaciones, fatiga de miembros, contraventeos que mantengan los planos de la estructura, vibraciones y posibilidad de pandeo en los miembros de compresión o patines a compresión de las vigas. La estructura normal ya terminada está suficientemente contraventeada o ligada con pisos, muros, conexiones y contraventeos especiales, pero hay ocasiones, durante la construcción, en que muchos de estos detalles no se han realizado. Como se indicó previamente, las peores condiciones pueden ocurrir durante el montaje, por lo que pueden requerirse contravientos temporales durante el proceso de erección.

Para la mayoría de las estructuras, el diseño se basa en especificaciones o normas. Aún si éstas no rigen en un diseño, se tomarán en cuenta como una guía. Las especificaciones de ingeniería son desarrolladas por diversas organizaciones y contienen las opiniones mas valiosas de dichas organizaciones, por lo tanto representan las mejores prácticas de ingeniería<sup>3</sup>.

#### Propiedades del Acero

Para comprender el comportamiento de las estructuras de acero, es absolutamente esencial, que el ingeniero esté familiarizado con las propiedades del acero. Los diagramas esfuerzo-deformación de una prueba presentan una parte valiosa de la información necesaria para entender cómo será el comportamiento del acero en una situación dada. No pueden ser desarrollados métodos de diseño satisfactorios a menos que se cuente con información disponible correspondiente a las relaciones esfuerzo-deformación del material a utilizarse.

El mayor esfuerzo para el cuál tiene aplicación la Ley de Hooke<sup>4</sup>, o el punto más alto sobre la porción de línea recta del diagrama esfuerzo-deformación, es llamado *límite de Proporcionalidad*. El mayor esfuerzo que puede soportar el material sin ser deformado permanentemente, es llamado límite elástico. En realidad, este valor es medido en muy pocas ocasiones y, para la mayor parte de los materiales de ingeniería, incluyendo el acero estructural, es sinónimo de límite de proporcionalidad. Por tal motivo, algunas veces se usa el término *límite elástico de proporcionalidad*.



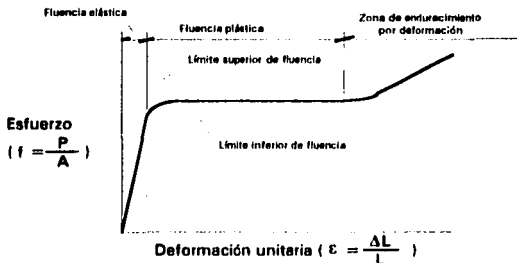


Diagrama típico de esfuerzo deformación para el acero estructural laminado

Al esfuerzo que corresponde un decisivo incremento en el alargamiento o deformación, sin el correspondiente incremento en esfuerzo, se le conoce por *límite de fluencia*. Este es también el primer punto, sobre el diagrama esfuerzo-deformación, donde la tangente a la curva es horizontal. Probablemente el punto de *fluencia* es para el ingeniero de proyecto la propiedad más importante del acero, ya que los procedimientos para diseñar elásticamente están basados en dicho valor (con excepción de los miembros sujetos a compresión, donde el pandeo puede ser un factor importante). Los esfuerzos permisibles usados en estos métodos son tomados usualmente como una fracción porcentual del límite de fluencia. Mas allá de tal límite, existe una zona en la cual ocurre un considerable incremento en la deformación, sin incremento en el esfuerzo. La deformación que ocurre antes del punto de fluencia, se conoce como *deformación elástica*; la que ocurre

después del punto de fluencia se conoce como *deformación plástica*. El valor total de esta última, es usualmente de diez a quince veces el valor de la deformación elástica total. El *limite superior de fluencia* es el resultado de aplicar rápidamente la carga al acero, en tanto que el *limite inferior de fluencia* corresponde a carga aplicada lentamente.

- 
- 1 Las propiedades del concreto reforzado no se pueden manejar con exactitud, ya que los procedimientos que se efectúan para la preparación del concreto no se pueden controlar de manera confiable, lo que dá como resultado un medio no continuo, y si a ello se suma el acero de refuerzo resulta que el concreto reforzado es un material completamente heterogéneo. Tenemos entonces un material compuesto cuyas propiedades no podemos determinar con exactitud.
  - 2 En zonas costeras, o donde la concentración de sales es muy elevada, el mantenimiento se hace mucho más intenso. Los productos de recubrimiento, o pinturas son mas complejas, tanto en su composición como en su aplicación.
  - 3 American Institute of Steel Construction (AISC)  
American Welding Society (AWS)  
American Society for Testing Materials (ASTM)  
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA)  
Departamento del Distrito Federal (DDF)
  - 4 Existe una relación directa entre la deformación de un material y la fuerza aplicada para deformarlo. Robert Hooke fué el primero en enunciar esta relación. En terminos generales, encontró que una fuerza  $F$  que actúa sobre un elemento, produce un alargamiento o elongación  $s$  que es directamente proporcional a la magnitud de la fuerza, lo que puede escribirse así:  $F=ks$ . La constante de proporcionalidad  $k$  varia mucho, de acuerdo con el tipo de material con que está hecho el elemento, y recibe el nombre de *coeficiente de rigidez*.

## **CAPITULO I**

### **DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO**

**Proyecto:** Nave industrial para una planta embotelladora de refrescos.

**Ubicación:** Cuautitlán, Estado de México.

**Superficie:** 8400.00m<sup>2</sup>. (aprox.), las dimensiones del edificio son 60.00m por 130.00m.

**Destino de la construcción:**

En el interior del edificio, se llevarán a cabo diversas actividades relacionadas con la elaboración, embotellado, almacenaje y distribución de refrescos, lo que implica la necesidad de delimitar dos secciones, Producción y Almacén.

**Área de producción:** En donde se prepara el refresco, un área de circulación restringida con espacio para equipos muy grandes y delicados como son lavadoras de envases, bandas de transporte, llenadoras, y dispositivos de control de calidad.

**Área de almacén:** que se divide en dos subsecciones, el área de estibas, donde se requerirá de amplios espacios libres, para la circulación de montacargas y trailers, y un área para talleres de mantenimiento.

Las dimensiones de los equipos, las tuberías y de los camiones hacen necesaria una altura libre mínima de 6.00m. así mismo se requiere de dos puertas con un ancho mínimo de 20.00m. para el acceso de los vehículos. La circulación de montacargas y de los camiones en el interior de la planta, hace indispensable que la solución a proponer elimine totalmente las columnas intermedias.

El plazo de ejecución se ha establecido en 5 meses a partir de la fecha de inicio de los trabajos, con un avance parcial del 60% para los primeros 90 días.

**CAPITULO II**  
**SOLUCIÓN PROPUESTA:**

Por lo expuesto anteriormente, se propone un sistema estructurado a base de marcos rígidos de acero, a dos aguas, conexiones atornilladas, un claro de 60.00m., pendiente preliminar de 1:12, y altura libre mínima de 6.00m. Este sistema estructural resulta económico en claros de 9.00m. a 100.00m. y su ejecución puede ser lo suficientemente rápida para cumplir con los plazos establecidos en el programa de obra.

### **CAPÍTULO III**

#### **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

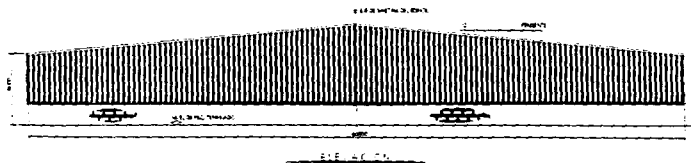
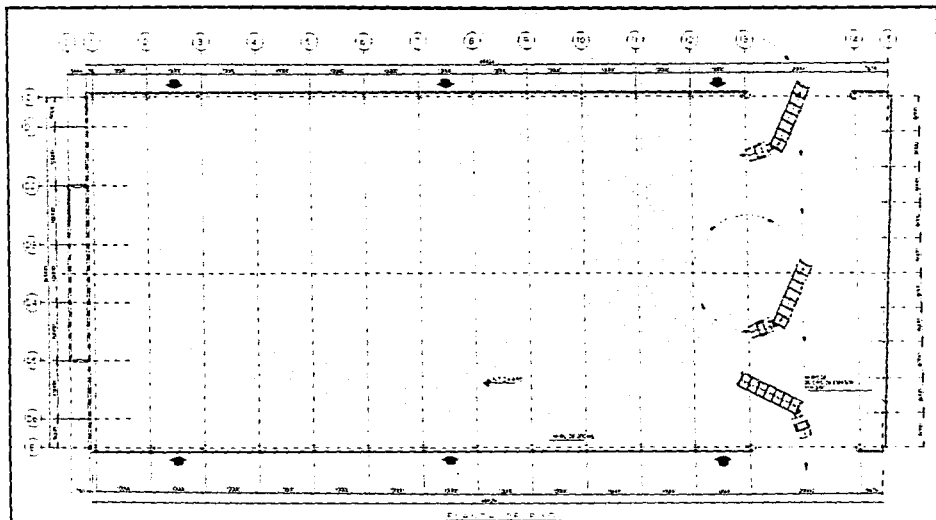
Dados los antecedentes del proyecto se realizó un levantamiento del terreno, estableciendo la ubicación de los accesos a la planta, la localización de las columnas de los marcos, paños estructurales e irregularidades en la forma del terreno.

El ancho de los accesos hace necesario la eliminación de las columnas de un marco, y soportar este en un marco portal de 20.00m. de claro, con una trabe horizontal.

La cubierta se ha propuesto de lámina tipo pinto de calibre 24, incluyendo la colocación de lámina acrílica translúcida, de espesor estándar.

En los muros se pide la construcción de faldones, que conserven la altura de la cumbre, recubiertos con Multymuro<sup>®</sup>, acabado embozado, considerando un muro de mampostería hasta 3.60m. de la altura total de los muros.

En el plano TF-10, se muestra un arreglo general de la planta, la geometría propuesta para los marcos, la localización de los marcos portales para los accesos y las irregularidades de la forma del predio, que serán resueltas desplazando angularmente los postes del muro cabecero.



PROYECTO  
 ACCION DE RECONSTRUCCION  
 DE LA ZONA URBANA DE  
 LA CIUDAD DE LA PAZ

REPUBLICA BOLIVIANA, CIUDAD DE LA PAZ  
 BOLIVIA, ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE LA PAZ

ARQUITECTO GENERAL  
 GEOMETRIA MECANICA DEL SERVICIO

TESS PROYECTOS, S.R.L.  
 AV. BOLIVIA, 1000, LA PAZ, BOLIVIA

FECHA DE OBRA  
 2011



Los marcos rígidos son estructuras con nodos resistentes a momentos. En los nodos, los miembros están rígidamente conectados entre sí, para impedir la rotación relativa cuando se aplican cargas.

Los apoyos de las bases de las columnas de los marcos rígidos, teóricamente pueden ser tanto articulados como empotrados. En la práctica, la articulación se utiliza casi siempre; esta clase de apoyo, es la constituida por anclas pasando a través de placas, fijas a su vez a una zapata de concreto. Para lograr que el apoyo se comporte como una articulación, hasta donde sea posible, es conveniente localizar los ejes de las anclas en la línea que corresponde al eje neutro de las columnas. Situados en esta línea, que es perpendicular al pandeo del marco rígido, la resistencia a girar será mínima. Si las anclas se colocaran cerca de las esquinas de la placa de apoyo, la resistencia a la rotación aumentaría considerablemente en la base de la columna.

La reacción de este tipo de articulación tiene una componente vertical grande, en tanto que, la horizontal puede ser pequeña.

Si se usa una zapata de concreto, aislada para cimentación, probablemente girará de manera apreciable (aproximándose así al comportamiento de la articulación) sin importar qué tan rígidamente esté conectada la columna de marco a la zapata. Si un marco rígido no está anclado en roca o en una zapata de concreto extremadamente grande y rígida, hay poca posibilidad de tener un apoyo empotrado. Para casi cualquiera otra

clase de apoyo, incluyendo el piloteado, hay probablemente asentamiento y rotación. Si se prevee asentamiento del apoyo, el apoyo no será fijo y el ingeniero calculista será sensato al considerar que sus apoyos son articulados.

Para el caso de que un marco tenga apoyos empotrados, habrá deflexiones y momentos más pequeños. Sin embargo, el diseño de marcos rígidos con apoyos fijos, es más difícil de lograr y los resultados son más discutibles por la dificultad de lograr realmente apoyos fijos.

#### **Cargas de diseño aplicables al proyecto**

Es conveniente aclarar al iniciar esta sección, que el diseño estará regido por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y las Normas Técnicas Complementarias de Diseño correspondientes, a cada caso en estudio (NTC - DX). Este criterio, se deriva de que la localización del sitio de la obra, se encuentra dentro del área metropolitana, en un municipio conurbado del D.F.

Según el RCDF, el edificio se clasifica como estructura del grupo B (título sexto, artículo 174 - II).

El RCDF en su Art. 188 establece como se combinan las diferentes cargas, para utilizarse en el análisis del edificio:

Combinación 1: CMT + CVT

Combinación 2: CMT + CVI + Sismo

Combinación 3: CMT + (CVI =  $W_a = 0$ ) + Viento

Donde:

CVI =  $w_a$  (instantanea) (RCDF Art.199 - V)

CVT =  $w_m$  (máxima) (RCDF Art.199 - V)

CMT = Carga Muerta Total

**Carga Muerta:**

Lámina rolada cal. 24	6.50 kg/m <sup>2</sup> .
Largueros CF254-14	7.00 kg/m <sup>2</sup> .
Estructura del marco	50.00 kg/m <sup>2</sup> .
Elementos de fijación y sellado	2.00 kg/m <sup>2</sup> .

-----

CMT = 65.50 kg/m<sup>2</sup>.

$W_m = CMT \cdot DEE$  655.00 kg/m.

Donde:

$W_m$  = Carga muerta total uniformemente repartida que actúa  
sobre los elementos de cada entre - eje

DEE = Separación entre marcos

**Carga Viva:**

CV (Art. 199, tabla de cargas vivas unitarias, inciso h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 5%, RCDF).

40.00 kg/m<sup>2</sup>.

-----

$$CVT = 40.00 \text{ kg/m}^2.$$

$$W_v = CVT \cdot DEE \quad 400.00 \text{ kg/m.}$$

Donde:

$W_v$  = Carga viva total uniformemente repartida que actúa sobre los elementos de cada entre - eje

**Sismo:**

Elección del tipo de análisis: (NTC-DS, secc.2.1)

NTC-DS = Normas técnicas complementarias - Diseño por Sismo

Las estructuras que no pasan de 60.00m. de altura se pueden analizar, mediante el método estático que se describe en la sección B de las mismas normas.

$W_0$ : Peso total de la estructura incluyendo la carga viva reducida ( $w_g$ ) del RCDF, Cap.V, Art.199, Tabla, inciso h).

Ver apéndice I

$$W_0 = (CMT + CVI) A_T$$

Donde:

$A_T$  = Área total de acción de las cargas

En este caso:

$$CMT = 65.50 \text{ kg/m}^2$$

$$CVI = w_B = 20.00 \text{ kg/m}^2$$

$$A_T = 8400.00 \text{ m}^2$$

$$W_0 = (CMT + w_B) A_T = 718,200.00 \text{ kg.}$$

Factor de comportamiento sísmico:

$$Q = 3.00 \quad (\text{NTC-DS, 5.II})$$

Coefficiente Sísmico:

La estructura se localiza en la zona I, según el RCDF,

Art.219

$$c = 0.16 \quad (\text{RCDF, Cap.VI,Art.206})$$

Fuerza Sísmica Total:

De la relación que indican las NTC-DS 8-8.1 para calcular la fuerza cortante total en la base del marco:

$$V_0 = (C/Q)(W_0) = 38304.00 \text{ kg.}$$

Fuerza sísmica por marco:  $V_m$

$$A_m = \text{Área tributaria por cada marco} = 600.00\text{m}^2.$$

$$V_m = V_0(A_m/A_T) = 2736.00 \text{ kg.}$$

Fuerza sísmica por columna:

La fuerza sísmica por marco se divide entre dos para aplicarla en el análisis sísmico como dos fuerzas aplicadas cada una en los extremos superiores de las columnas.

$$V_c = V_m/2 = 1368.00 \text{ kg.}$$

Fuerza sísmica longitudinal a la nave:

Para el análisis sísmico del edificio, con el sismo actuando en el sentido del eje longitudinal de la nave, se divide la fuerza sísmica total entre dos para aplicarla en el análisis sísmico, una a cada lado del entre-eje, con relación a su eje de simetría. Los elementos mecánicos generados por la aplicación de esta fuerza, son resueltos por elementos estructurales especialmente diseñados para ello, como son los puntales y los contravientos, mismos que actúan en la

solución de los elementos mecánicos generados por la acción del viento.

$$V_L = V_0/2 = 19152.00 \text{ kg.}$$

**Viento:**

**Elección del tipo de análisis:**

La estructura se clasifica como Tipo I, dado que su relación altura a dimensión mínima en planta es:

$$6.00/60.00 = 0.10 < 5 \quad (\text{NTC-DV, secc.2.2})$$

(NTC-DV) = Normas Técnicas Complementarias - Diseño por Viento

Efectos a considerar: (NTC-DV, secc.2.3)

Para el diseño de las estructuras Tipo I bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el capítulo 3 de estas normas (NTC-DV).

Presión de diseño: (NTC-DV, secc.3.1)

El efecto del viento se considerará igual a una presión (empuje o succión) que actúa en forma estática, en dirección perpendicular a la superficie expuesta. Su intensidad se determina con la expresión:

$$p = C_p C_z K p_0$$

**Presión básica de diseño:**

$$p_0 = 30.00 \text{ Kg/m}^2.$$

**El edificio está ubicado en una zona Tipo B (NTC-DV, secc.3.2, Tabla 1)**

**Factor correctivo por condiciones de exposición:**

$$K = 1$$

**Ver apéndice I**

**Factor correctivo por altura sobre la superficie del terreno:**

**$C_z = 1$ , para alturas no mayores de 10.00m. sobre el nivel del terreno.**

$$p = C_p 30 \text{ kg/m}^2.$$

**El valor de las presiones se calculará para cada caso de aplicación en el edificio.**



**Factores de presión: (NTC-DV, secc.3.3, Caso I)**

**Pared de barlovento:**  $C_p = 0.80, p = 24.00 \text{kg/m}^2$ .

**Pared de sotavento:**  $C_p = -0.50, p = -15.00 \text{kg/m}^2$ .(succión)

**Paredes laterales:**  $C_p = -0.70, p = -21.00 \text{kg/m}^2$ .(succión)

**Techos inclinados  
acción paralela a las  
generatrices:**  $C_p = -0.70, p = -21.00 \text{kg/m}^2$ .(succión)

**Techos inclinados  
lado de sotavento:**  $C_p = -0.70, p = -21.00 \text{kg/m}^2$ .(succión)

**Techos inclinados  
lado de barlovento:**  $C_p = -0.80 < 0.040 - 1.60 < 1.80$

$\theta$  es el ángulo de inclinación del techo en grados.

$\theta = 4.75$   $C_p = -0.80, p = -24.00 \text{kg/m}^2$ .(succión)

Ver apéndice I

**Transformación de las presiones estáticas, en cargas  
uniformemente distribuidas.**

Para viento actuando en dirección paralela a las generatrices:

Área del muro cabecero:

$$(6.00\text{m} + 8.50\text{m})(60.00\text{m}/2) = 435.00\text{m}^2$$

Altura relativa del marco:

$$(6.00\text{m} + 8.50\text{m})/2 = 7.25\text{m}$$

$W_{\text{Pared de barlovento}}$

$$24.00\text{kg}/\text{m}^2(7.25\text{m}) = 174.00\text{kg}/\text{m}$$

$W_{\text{Pared de sotavento}}$

$$-15.00\text{kg}/\text{m}^2(7.25\text{m}) = -108.75\text{kg}/\text{m}$$

$W_{\text{Paredes laterales}}$

$$-21.00\text{kg}/\text{m}^2(10.00\text{m}) = -210.00\text{kg}/\text{m}$$

$W_{\text{Techos inclinados}}$

$$-21.00\text{kg}/\text{m}^2(10.00\text{m}) = -210.00\text{kg}/\text{m}$$

Para viento actuando en dirección perpendicular a las generatrices:

$W_{\text{Pared de barlovento}}$

$$24.00\text{kg/m}^2(10.00\text{m}) = 240.00\text{kg/m}$$

$W_{\text{Pared de sotavento}}$

$$-15.00\text{kg/m}^2(10.00\text{m}) = -150.00\text{kg/m}$$

$W_{\text{Paredes laterales}}$

$$-21.00\text{kg/m}^2(60.00\text{m}) = -1260.00\text{kg/m}$$

$W_{\text{Techo inclinado sotavento.}}$

$$-21.00\text{kg/m}^2(10.00\text{m}) = -210.00\text{kg/m}$$

$W_{\text{Techo inclinado bar.}}$

$$-24.00\text{kg/m}^2(10.00\text{m}) = -240.00\text{kg/m}$$

**Obtención de las cargas de diseño para los diagramas de cuerpo libre:**

**Primera condición: CMT + CVT:**

$$655.00\text{ kg/m} + 400.00\text{ kg/m} = 1055.00\text{ kg/m} = 10.55\text{ kg/cm}$$

(Como carga uniformemente repartida en la cubierta)

**Segunda condición: CMT + CVI + Sismo:**

$$655.00 \text{ kg/m} + 200.00 \text{ kg/m (w}_g) = 855.00 \text{ kg/m} = 8.55 \text{ kg/cm}$$

(Como carga uniformemente repartida en la cubierta)

$$V_c = 1368.00 \text{ kg}$$

(Como carga concentrada en los extremos superiores de las columnas)

**Tercera condición: CMT + (CVI=0) + Viento**

(Acción paralela a las generatrices)

**Pared de barlovento: (pag. 30)**

$$174.00 \text{ kg/m} = 1.74 \text{ kg/cm}$$

**Pared de sotavento: (pag. 30)**

$$-108.75 \text{ kg/m} = -1.09 \text{ kg/cm}$$

**Paredes laterales: (pag.30)**

$$-210.00 \text{ kg/m} = -2.10 \text{ kg/cm}$$

(Como carga uniformemente repartida en el muro correspondiente)

**Techo: (pag.30 y 32)**

$$-210.00 \text{ kg/m} + \text{CMT} + (\text{CVI}=0)$$

$$-210.00 \text{ kg/m} + 655.00 \text{ kg/m} = 445.00 \text{ kg/m}$$

**4.45 kg/cm (Como carga uniformemente repartida en la cubierta)**

**Cuarta condición: CMT + (CVI=0) + Viento**

**(Acción perpendicular a las generatrices)**

**Pared de barlovento: (pag. 31)**

**240.00 kg/m = 2.40 kg/cm**

**Pared de sotavento: (pag. 31)**

**-150.00 kg/m = -1.50 kg/cm**

**Paredes laterales: (pag.31)**

**-1260.00 kg/m = -12.60 kg/cm**

**(Como carga uniformemente repartida en el muro correspondiente)**

**Techo de barlovento: (pag.31 y 32)**

**-240.00 kg/m + CMT + (CVI=0)**

**-240.00 kg/m + 655.00 kg/m = 415.00 kg/m**

**4.15 kg/cm (Como carga uniformemente repartida en la cubierta de barlovento)**

**Techo de sotavento: (pag.31 y 32)**

**-210.00 kg/m + CMT + (CVI=0)**

**-210.00 kg/m + 655.00 kg/m = 445.00 kg/m**

**4.45 kg/cm (Como carga uniformemente repartida en la cubierta de sotavento)**

Es importante recordar que las fuerzas que actúan sobre las superficies perpendiculares a las generatrices del edificio como resultado de la acción del viento o sismo, solo pueden ser tomadas mediante un sistema de contraventeo, ya que los marcos rígidos se diseñan para resistir únicamente las acciones en su plano, para responder a estas solicitaciones, la carga una vez concentrada se va transmitiendo a partir de los elementos centrales del sistema de contraventeo, localizados en la cumbrera, hacia los elementos del sistema localizados en los extremos del edificio, bajo el supuesto de que los elementos perpendiculares al marco (puntales) trabajan a compresión y de que los elementos diagonales (contravientos, generalmente varillas) trabajan a tensión, este procedimiento es muy sencillo y de práctica común, el cuál, permite obtener de manera rápida las fuerzas internas en puntales y varillas de contraviento, aún cuando no existen fundamentos teóricos que permitan su demostración.

Para el caso de las acciones a considerar al actuar el sismo paralelo a las generatrices del edificio, se aplicarán en la cumbrera dos fuerzas con la magnitud de  $V_c$ , como se muestra en los diagramas de contraventeo (Ver Plano TD-03).

para este caso:  $V_c = 1368.00 \text{ kg/m}$  (pag.26)

Otro procedimiento para analizar el comportamiento del sistema de contraventeo y obtener los elementos mecánicos correspondientes, para su diseño posterior, es la solución de la armadura formada por los marcos como

**cuerdas superior e inferior, los puntales como montantes y las varillas de contraviento como diagonales.**

**Cuando el proyecto no contempla la edificación de muros piñón de mampostería, los muros cabeceros se estructuran para servir de apoyo a la cubierta de lámina o materiales similares, los cuales se fijan como práctica común a largueros formados por perfiles de calibres ligeros, laminados en frío, que se apoyan en postes que van desde el nivel de piso hasta el borde del muro.**

**La magnitud de las fuerzas que actúan en el sistema de contraviento se determina analizando cada poste del muro cabecero como una viga apoyada en los extremos cargada uniformemente de acuerdo al área tributaria del muro que le corresponde, como se muestra en el plano TD-02.**

**En las páginas siguientes se muestran las cargas de diseño y los diagramas de cuerpo libre correspondientes a cada una de las combinaciones de carga que se analizarán para los marcos, incluyendo los diagramas para la determinación de las cargas de los muros cabeceros para el análisis de los sistemas de contraviento. Dichas cargas fueron calculadas con anterioridad y se especifican en el texto de la página 31 a la 34.**

**También se proponen diagramas de la disposición de los puntales y elementos de contraviento que tomarán los efectos correspondientes al empuje del viento y sismo, en el sentido perpendicular al plano del marco.**

**cuerdas superior e inferior, los puntales como montantes y las varillas de contraviento como diagonales.**

**Cuando el proyecto no contempla la edificación de muros pifón de mampostería, los muros cabeceros se estructuran para servir de apoyo a la cubierta de lámina o materiales similares, los cuales se fijan como práctica común a largueros formados por perfiles de calibres ligeros, laminados en frío, que se apoyan en postes que van desde el nivel de piso hasta el borde del muro.**

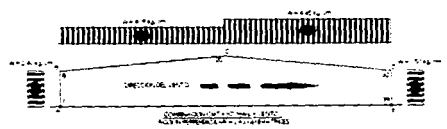
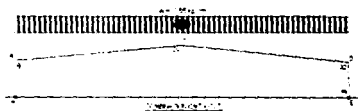
**La magnitud de las fuerzas que actúan en el sistema de contraviento se determina analizando cada poste del muro cabecero como una viga apoyada en los extremos cargada uniformemente de acuerdo al área tributaria del muro que le corresponde, como se muestra en el plano TD-02.**

**En las páginas siguientes se muestran las cargas de diseño y los diagramas de cuerpo libre correspondientes a cada una de las combinaciones de carga que se analizarán para los marcos, incluyendo los diagramas para la determinación de las cargas de los muros cabeceros para el análisis de los sistemas de contraviento. Dichas cargas fueron calculadas con anterioridad y se especifican en el texto de la página 31 a la 34.**

**También se proponen diagramas de la disposición de los puntales y elementos de contraviento que tomarán los efectos correspondientes al empuje del viento y sismo, en el sentido perpendicular al plano del marco.**

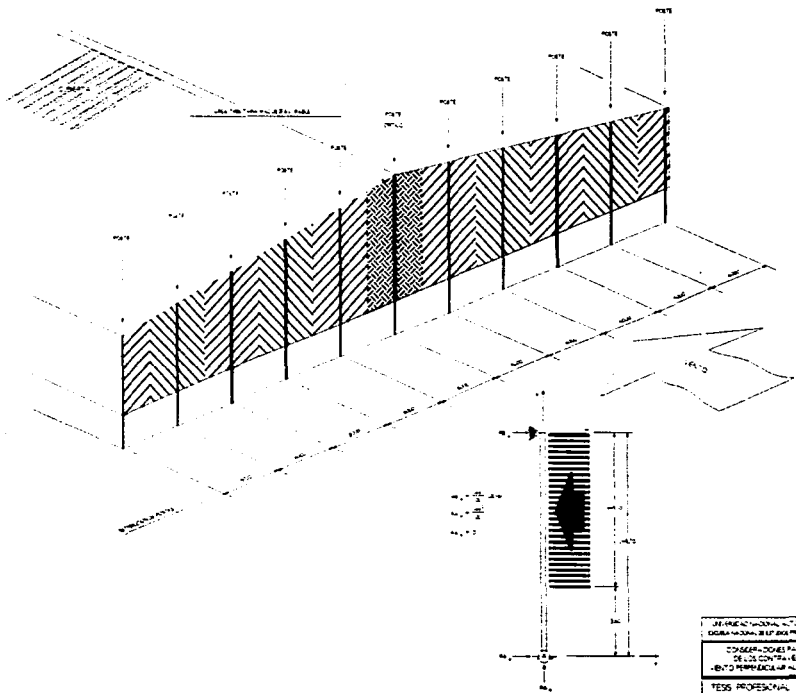


# FALLA DE ORIGEN



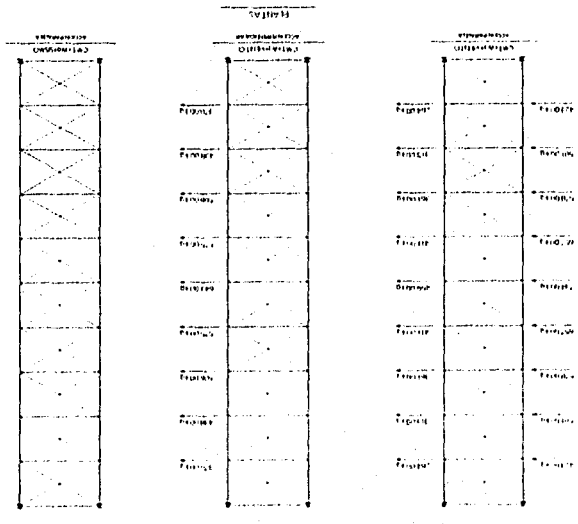
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
 DIAGRAMAS DE CARGAS Y  
 DISTRIBUCIONES DE CARGAS  
 PÉREZ RODRÍGUEZ, JUAN  
 1970

# FALLA DE ORIGEN



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CALABAZAS DE GUAYMAS  
CARRILLO, GUAYMAS, S.L.P. MÉXICO  
CONSEJO TÉCNICO PARA EL SECTOR  
DE LOS CONTRATANTES CON  
INTERVENCIÓN AL BARRIO CALABAZAS  
TEXES PROFESIONAL  
LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL  
TD-02

"FALLA DE ORIGEN" (ORIGINAL SOURCE)  
 DE LA COMISIÓN DE INVESTIGACIÓN Y  
 RECONSTRUCCIÓN DE LA POLICIA FEDERAL  
 DE LOS ESTADOS UNIDOS  
 AN INVESTIGATION  
 AND RECONSTRUCTION  
 SECTION  
 FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION  
 U. S. DEPARTMENT OF JUSTICE



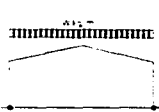
FALLA DE ORIGEN

**ANÁLISIS APROXIMADO DE MARCOS RÍGIDOS:**

Un marco rígido de dos articulaciones o marco rígido con apoyos empotrados es hiperestático, como resultado de ello (lo mismo acontece para cualquier otra estructura indeterminada) el análisis es afectado por las dimensiones relativas de las piezas que los constituyen. Se necesita suponer dimensiones de prueba o cuando menos dimensiones relativas para cada miembro, y analizar la estructura resultante, para ver si las secciones consideradas resultan satisfactorias. Si las dimensiones iniciales consideradas resultan deficientes, debe considerarse otro grupo de dimensiones, verificarlas, y en caso necesario repetir el procedimiento. Este procedimiento de proponer una sección y verificarla es conocido como diseño por aproximaciones sucesivas.

Si las secciones supuestas inicialmente no son seleccionadas con propiedad, el problema puede resultar sumamente largo. Sin embargo, hay gran cantidad de información publicada sobre análisis de marcos rígidos, que permite al calculista estimar desde un principio muy aproximadamente los momentos del marco que se está diseñando. Con esos momentos, pueden establecerse dimensiones muy cercanas a las dimensiones finales de los elementos del marco, mismas que acortarán considerablemente el problema.

En la siguiente página, se muestran las ecuaciones para el análisis aproximado de marcos rígidos que se usarán en este trabajo.



$$V_B = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$V_C = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$V_D = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

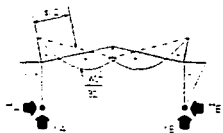
$$V_E = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_B = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

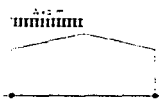
$$M_C = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_D = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_E = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$



GEOMETRIA DEL ERGO



$$V_B = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$V_C = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$V_D = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$V_E = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_B = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_C = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_D = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_E = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$



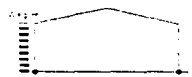
$$h = \frac{L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$b = \frac{L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$c = \frac{L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$d = \frac{L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$m = 1 - \frac{a}{L}$$



$$V_B = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$V_C = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$V_D = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

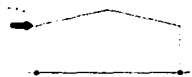
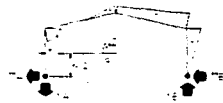
$$V_E = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_B = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_C = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_D = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_E = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$



$$V_B = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$V_C = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$V_D = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

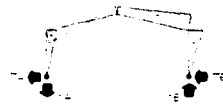
$$V_E = \frac{A \cdot L}{2} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_B = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_C = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_D = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$

$$M_E = \frac{A \cdot L^2}{6} \left( \frac{L+a}{L} \right)$$



OPTIMO DEL LERO STEEL DESIGN V. 4.1  
 LE SP500-100-100-10-10-10  
 + STEEL SHEET PILING LEVADO, BARRAS FORNIDA  
 ENTREGA POP, ERAC, CH, WELLY, ERAC & SAMA, BELY.

FE INGENIERIA Y ARQUITECTURA S.A.  
 C/ ALBAZCUBA, 26 - 28014 MADRID (SPAIN)

FORMULA PARA EL CALCULO PRELIMINAR  
 DE LAS REACCIONES HORizontALES

TESS PROFESIONAL Numero: 6.989

LEONARDO DONAZZI INFILAN T3 - 04

FALLA DE ORIGEN

Las reacciones verticales del marco tipo de la página anterior, se pueden calcular por estática. Si el valor de las reacciones horizontales se conociera, el momento en cualquier punto del marco podría obtenerse, también por estática. Existen fórmulas, que dan los valores de estas reacciones con un margen de error, medido en por ciento, muy pequeño.

La información publicada, generalmente está en forma de ecuaciones que dan los valores de  $H$  (las componentes horizontales de la reacción) para diferentes condiciones de carga. Una fuente confiable de esta clase de información, es el libro *Steel Designers' Manual* de Crosby Lockwood London. Con estas ecuaciones pueden estimarse los valores de  $H$  y calcularse por estática los momentos aproximados, en varios puntos del marco.

En la página 42, se muestran los resultados obtenidos de las formulas antes mencionadas, aplicando las diferentes combinaciones de carga para el marco en estudio, y en la página 43 se muestra el procedimiento de superposición de cargas que se utilizó para estimar la condición de carga no.4, cuyos resultados son vaciados en la relación que para esta condición se preparó en la página 42.

Del análisis de los resultados de la aplicación de las fórmulas, se deduce que la condición de carga crítica, que regirá el diseño del edificio, es la primera, que involucra la carga viva máxima ( $CVT = W_m$ ) en combinación con la carga muerta total (CMT)

**MÉTODO PARA EL ANÁLISIS APROXIMADO DE MARCOS RÍGIDOS**

Hoja de cálculo Works (Microsoft Works V.2.0)

**Datos del marco:**

L =	6000.00 cm.	Claro entre columnas
h =	600.00 cm.	Altura libre a la rodilla
Pendiente = 1:	12.00	
f + h =	850.00 cm.	Altura libre a la cumbrera
s =	3010.40 cm.	Longitud de la trabe

**Cálculo de los coeficientes para el metodo de análisis:**

k	g	m	B	C	N
0.20	0.42	1.42	3.82	3.83	9.25

**CONDICIÓN NO. 1 (CMT + CVT)**

W = -10.55 kg/cm.

MB = MD = 25887854.49 kgcm.  
 MC = -10800822.80 kgcm.  
 HA = HE = -43146.09 kg.  
 VA = VE = -31650.00 kg.  
 Mmax = -11868750.00 kgcm.

**CONDICIÓN NO. 2 CMT + (CVI = Wa) + SISMO**

P = 13.68 kg.  
 W = -8.55 kg/cm.

MD = 20981460.20 kgcm.  
 MB = 20978824.33 kgcm.  
 MC = -8753273.46 kgcm.  
 HE = -34953.06 kg.  
 HA = -34980.42 kg.  
 VA = -25647.26 kg.  
 VE = -25650.00 kg.

**CONDICIÓN NO. 3 CMT + (CVI = Wa) + VIENTO**

Wv = -4.45 kg/cm.  
 Wh = 2.10 kg/cm

Acción paralela a las generatrices

MD = 11614211.77 kgcm.  
 MB = 11614211.77 kgcm.  
 MC = -3729033.32 kgcm.  
 HA = HE = -19987.02 kg.  
 VA = VE = -13350.00 kg.

**CONDICIÓN NO. 4 CMT + (CVI = Wa) + VIENTO**

Wvb = -4.45 kg/m.  
 Wvs = -4.15 kg/m.  
 Whb = -2.40 kg/m  
 Whs = 1.50 kg/m

Acción perpendicular a las generatrices

MD = 10051486.02 kgcm.  
 MB = 10753486.02 kgcm.  
 MC = -4579394.80 kgcm.  
 HA = -16032.48 kg.  
 HE = -18372.48 kg.  
 VA = -13242.00 kg.  
 VE = -12558.00 kg.

**MÉTODO PARA EL SUB ANÁLISIS APROXIMADO DE MARCOS RÍGIDOS**  
**CONDICIÓN NO. 3** Hoja de cálculo Works (Microsoft Works V.2.0)

**Datos del marco:**

L =	6000.00 cm.	Claro entre columnas
h =	600.00 cm.	Altura libre a la rodilla
Pendiente 1:	12.00	
f =	850.00 cm.	Altura libre a la cumbrera
s =	3010.40 cm.	Longitud de la trabe

**Cálculo de los coeficientes para el metodo de análisis:**

k	ø	m	B	C	N
0.20	0.42	1.42	3.82	3.83	9.25

**SUB ANÁLISIS NO.1**

MB = MD =	5459718.60 kgcm.	Wva =	-4.45 kg/cm.
MC =	-2277898.65 kgcm.		
HA = HE =	-9099.53 kg.		
VA =	-10012.50 kg.		
VE =	-3337.50 kg.		

**SUB ANÁLISIS NO.2**

MB = MD =	5459718.60 kgcm.	Wvb =	-4.45 kg/cm.
MC =	-2277898.65 kgcm.		
HA = HE =	-9099.53 kg.		
VA =	-3337.50 kg.		
VE =	-10012.50 kg.		

**SUB ANÁLISIS NO.3**

MD =	536387.28 kgcm.	Whb =	2.10 kg/cm
MB =	158387.28 kgcm.		
MC =	413381.99 kgcm.		
HE =	-263.98 kg.		
HA =	-1523.98 kg.		
VE = -VA =	-63.00 kg.		

**SUB ANÁLISIS NO.4**

MD =	158387.28 kgcm.	Whs =	2.10 kg/cm
MB =	536387.28 kgcm.		
MC =	413381.99 kgcm.		
HA =	-263.98 kg.		
HE =	-1523.98 kg.		
VA = -VE =	-63.00 kg.		

**TOTALES:**

MD =	11614211.77 kgcm.
MB =	11614211.77 kgcm.
MC =	-3729033.32 kgcm.
HA =	-19987.02 kg.
HE =	-19987.02 kg.
VA =	-13350.00 kg.
VE =	-13350.00 kg.



**MÉTODO PARA EL SUB ANÁLISIS APROXIMADO DE MARCOS RÍGIDOS**  
**CONDICIÓN NO. 4** Hoja de cálculo Works (Microsoft Works V.2.0)

**Datos del marco:**

<b>l =</b>	6000.00 cm.	Claro entre columnas
<b>h =</b>	600.00 cm.	Altura libre a la rodilla
<b>Pendiente 1:</b>	12.00	
<b>f =</b>	850.00 cm.	Altura libre a la cumbrera
<b>s =</b>	3010.40 cm.	Longitud de la trabe

**Cálculo de los coeficientes para el metodo de análisis:**

<b>k</b>	<b>s</b>	<b>m</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>N</b>
0.20	0.42	1.42	3.82	3.83	9.25

**SUB ANÁLISIS NO.1**

<b>MB = MD =</b>	5459718.60 kgcm.	<b>Wvs =</b>	-4.45 kg/cm.
<b>MC =</b>	-2277898.65 kgcm.		
<b>HA = HE =</b>	-9099.53 kg.		
<b>VA =</b>	-10012.50 kg.		
<b>VE =</b>	-3337.50 kg.		

**SUB ANÁLISIS NO.2**

<b>MB = MD =</b>	5091847.68 kgcm.	<b>Wvb =</b>	-4.15 kg/cm.
<b>MC =</b>	-2124332.45 kgcm.		
<b>HA = HE =</b>	-8486.08 kg.		
<b>VA =</b>	-3112.50 kg.		
<b>VE =</b>	-9337.50 kg.		

**SUB ANÁLISIS NO.3**

<b>MD =</b>	-613014.04 kgcm.	<b>Whb =</b>	-2.40 kg/cm
<b>MB =</b>	-181014.04 kgcm.		
<b>MC =</b>	-472436.56 kgcm.		
<b>HE =</b>	301.68 kg.		
<b>HA =</b>	1741.69 kg.		
<b>VE = -VA =</b>	72.00 kg.		

**SUB ANÁLISIS NO.4**

<b>MD =</b>	113133.77 kgcm.	<b>Whs =</b>	1.50 kg/cm
<b>MB =</b>	383133.77 kgcm.		
<b>MC =</b>	295272.85 kgcm.		
<b>HA =</b>	-188.56 kg.		
<b>HE =</b>	-1088.56 kg.		
<b>VA = -VE =</b>	-45.00 kg.		

**TOTALES:**

<b>MD =</b>	10051486.02 kgcm.
<b>MB =</b>	10753486.02 kgcm.
<b>MC =</b>	-4579394.80 kgcm.
<b>HA =</b>	-16032.48 kg.
<b>HE =</b>	-18372.48 kg.
<b>VA =</b>	-13242.00 kg.
<b>VE =</b>	-12558.00 kg.

**MÉTODO PARA EL SUB ANÁLISIS APROXIMADO DE MARCOS RÍGIDOS**  
**CONDICIÓN NO. 4** Hoja de cálculo Works (Microsoft Works V.2.0)

**Datos del marco:**

L =	6000.00 cm.	Claro entre columnas
h =	600.00 cm.	Altura libre a la rodilla
Pendiente 1:	12.00	
f =	850.00 cm.	Altura libre a la cumbrera
s =	3010.40 cm.	Longitud de la trabe

**Cálculo de los coeficientes para el metodo de análisis:**

k	a	m	B	C	N
0.20	0.42	1.42	3.82	3.83	9.25

**SUB ANÁLISIS NO.1**

MB = MD =	5459718.60 kgcm.
MC =	-2277898.65 kgcm.
HA = HE =	-9099.53 kg.
VA =	-10012.50 kg.
VE =	-3337.50 kg.

Wvs = -4.45 kg/cm.

**SUB ANÁLISIS NO.2**

MB = MD =	5091647.68 kgcm.
MC =	-2124332.45 kgcm.
HA = HE =	-8486.08 kg.
VA =	-3112.50 kg.
VE =	-9337.50 kg.

Wvb = -4.15 kg/cm.

**SUB ANÁLISIS NO.3**

MD =	-613014.04 kgcm.
MB =	-181014.04 kgcm.
MC =	-472436.56 kgcm.
HE =	301.69 kg.
HA =	1741.69 kg.
VE = -VA =	72.00 kg.

Whb = -2.40 kg/cm

**SUB ANÁLISIS NO.4**

MD =	113133.77 kgcm.
MB =	383133.77 kgcm.
MC =	295272.85 kgcm.
HA =	-188.56 kg.
HE =	-1088.56 kg.
VA = -VE =	-45.00 kg.

Whs = 1.50 kg/cm

**TOTALES:**

MD =	10051486.02 kgcm.
MB =	10753486.02 kgcm.
MC =	-4579394.80 kgcm.
HA =	-16032.48 kg.
HE =	-18372.48 kg.
VA =	-13242.00 kg.
VE =	-12558.00 kg.

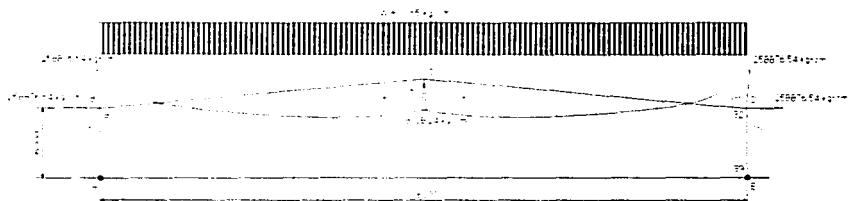
Deben ahora proponerse secciones que resuelvan los requerimientos generados por los elementos mecánicos, el diagrama de estos se muestra en la siguiente página, puede observarse por simple inspección, la concentración de esfuerzos en los elementos de rodilla, donde la sección requerirá de un mayor peralte.

La selección de las dimensiones de la sección es regida por el momento de inercia calculado a partir de los elementos mecánicos obtenidos del análisis preliminar. En las páginas 51 a 53 se muestran las tablas con los datos necesarios para determinar las secciones, sus propiedades y las flexibilidades de barra, para lo que se diseñó un programa en BASIC (págs. 47 y 50) que aún cuando originalmente estaba pensado para obtener las rigideces angulares de las barras ha sido modificado para obtener las flexibilidades de barra, el hecho de manejar secciones variables en el diseño del marco, tema que se ha discutido en las páginas anteriores, complicó la solución de las integrales de sus formulas, por lo que se recurrió a utilizar un método de integración numérica.

Una vez obtenidas las flexibilidades de barra se procede a procesar los datos del marco en el programa MARCO2D4.BAS, diseñado ex-profeso para el análisis de este edificio.

El programa basa su funcionamiento en la solución de sistemas de ecuaciones utilizando métodos matriciales, valiendose de matrices operador, y el método de análisis utilizado es el método de rigideces directo.

# FALLA DE ORIGEN



RESISTENCIA Y DEFORMACION DE LOS MATERIALES  
EJERCICIO N.º 10: ESTUDIO DE LA FLEXION DE UN VIGAS  
DISTRIBUCION DE MOMENTOS FLECTORES Y DEFORMACIONES  
COMPLETADO

FECHA DE ENTREGA: \_\_\_\_\_  
NOMBRE DEL ALUMNO: \_\_\_\_\_

**Programa**

```
10 CLS : PRINT "CALCULO DE FLEXIBILIDADES DE BARRA PARA  
ELEMENTOS DE SECCION VARIABLE TIPO I": PRINT
```

```
11 LPRINT "FLEXIBILIDADES DE BARRA PARA ELEMENTOS DE SECCION  
VARIABLE TIPO I"
```

```
40 INPUT "NUMERO DE SECCIONES VARIABLES A ANALIZAR ";NSV
```

```
45 PRINT:LPRINT
```

```
50 REM INICIO DEL CICLO
```

```
51 FOR Z = 1 TO NSV STEP 1
```

```
60 PRINT "SECCION NO.":Z
```

```
100 INPUT "bp :", bp
```

```
102 INPUT "tp :", tp
```

```
104 INPUT "ta :", ta
```

```
106 INPUT "da1 :", da1
```

```
108 INPUT "da2 :", da2
```

```
110 INPUT "L :", L
```

```
112 INPUT "E :", E
```

```
120 A = da1
```

```
122 B = (da2 - da1) / L
```

$$124 \text{ AA} = (B \wedge 3 * ta) / 12$$

$$126 \text{ BB} = (3 * A * B \wedge 2 * ta + 6 * bp * tp * B \wedge 2) / 12$$

$$128 \text{ CC} = (3 * A \wedge 2 * B * ta + 12 * bp * tp * A * B + 12 * bp * B * tp \wedge 2) / 12$$

$$130 \text{ DD} = (8 * bp * tp \wedge 3 + A \wedge 3 * ta + 6 * bp * tp * A \wedge 2 + 12 * bp * A * tp \wedge 2) / 12$$

$$140 \text{ CCC} = B * ta$$

$$142 \text{ DDD} = 2 * bp * tp + A * ta$$

$$200 \text{ F11} = 1 / \text{CCC} / E * \text{LOG}((\text{CCC} * L + \text{DDD}) / \text{DDD})$$

$$210 \text{ OPC} = 1: \text{GOSUB } 1000: \text{F22} = \text{FLEX}$$

$$212 \text{ OPC} = 2: \text{GOSUB } 1000: \text{F23} = \text{FLEX}$$

$$214 \text{ OPC} = 3: \text{GOSUB } 1000: \text{F33} = \text{FLEX}$$

250 PRINT

251 PRINT USING "F11: +#.#####"; F11

252 PRINT USING "F22: +#.#####"; F22

254 PRINT USING "F33: +#.#####"; F33

256 PRINT USING "F23: +#.#####"; F23

271 PRINT:LPRINT

272 LPRINT "SECCION NO.";Z:LPRINT

273 LPRINT USING "bp : #####.##"; bp

274 LPRINT USING "tp : #####.##"; tp

```
275 LPRINT USING "ta : #####.##"; ta
276 LPRINT USING "da1 : #####.##"; da1
277 LPRINT USING "da2 : #####.##"; da2
278 LPRINT USING "L : #####.##"; L
```

```
280 LPRINT
```

```
281 LPRINT USING "F11: +#####"; F11
282 LPRINT USING "F22: +#####"; F22
284 LPRINT USING "F33: +#####"; F33
285 LPRINT USING "F23: +#####"; F23
```

```
290 NEXT
```

```
300 END
```

```
1000 REM ***** METODO DE INTEGRACION NUMERICA *****
```

```
1010 AAA = 0: BBB = L: MMM = 20
```

```
1020 X = AAA: ON OPC GOSUB 2000, 2010, 2020: III = FFF
```

```
1030 DDD = (BBB - AAA) / MMM / 2
```

```
1040 FOR OOO = 1 TO MMM
```

```
1050 AAA = AAA + DDD: X = AAA: ON OPC GOSUB 2000, 2010, 2020:
```

```
    III = III + FFF * 4
```

```
1060 AAA = AAA + DDD: X = AAA: ON OPC GOSUB 2000, 2010, 2020:
```

```
    III = III + FFF * 2
```

1070 NEXT OOO

1080 X = BBB: ON OPC GOSUB 2000, 2010, 2020: III = III - FFF

1090 FLEX = DDD \* III / 3

1100 RETURN

2000 FFF = X ^ 2 / E / (AA \* X ^ 3 + BB \* X ^ 2 + CC \* X + DD):

RETURN

2010 FFF = -X / E / (AA \* X ^ 3 + BB \* X ^ 2 + CC \* X + DD): RETURN

2020 FFF = 1 / E / (AA \* X ^ 3 + BB \* X ^ 2 + CC \* X + DD): RETURN



**TABLA DE VALORES DE ELEMENTOS MECÁNICOS EN DIFERENTES PUNTOS DEL MARCO, PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS PIEZAS**

PUNTO	X	Y	M	Unidad	LOCALIZACIÓN
1	0.00	0.00	0.00	kg-cm.	Base de columna
2	0.00	50.00	-2157304.50	kg-cm.	Columna
3	0.00	150.00	-6471913.50	kg-cm.	Columna
4	0.00	250.00	-10786522.50	kg-cm.	Columna
5	0.00	350.00	-15101131.50	kg-cm.	Columna
6	0.00	450.00	-19415740.50	kg-cm.	Columna
7	0.00	550.00	-23730349.50	kg-cm.	Columna
8	0.00	600.00	-25887654.00	kg-cm.	Rodilla
9	250.00	621.00	-19210909.39	kg-cm.	Trabe
10	500.00	642.00	-13193539.78	kg-cm.	Trabe
11	750.00	663.00	-7835545.17	kg-cm.	Trabe
12	1000.00	683.00	-3093779.47	kg-cm.	Trabe
13	1250.00	704.00	945465.14	kg-cm.	Trabe
14	1500.00	725.00	4325334.75	kg-cm.	Trabe
15	1750.00	746.00	7045829.36	kg-cm.	Trabe
16	2000.00	767.00	9106948.97	kg-cm.	Trabe
17	2250.00	788.00	10508693.58	kg-cm.	Trabe
18	2500.00	808.00	11294209.28	kg-cm.	Trabe
19	2750.00	829.00	11377203.89	kg-cm.	Trabe
20	3000.00	850.00	10800823.50	kg-cm.	Cumbrera
21	3250.00	829.00	11377203.89	kg-cm.	Trabe
22	3500.00	808.00	11294209.28	kg-cm.	Trabe
23	3750.00	788.00	10508693.58	kg-cm.	Trabe
24	4000.00	767.00	9106948.97	kg-cm.	Trabe
25	4250.00	746.00	7045829.36	kg-cm.	Trabe
26	4500.00	725.00	4325334.75	kg-cm.	Trabe
27	4750.00	704.00	945465.14	kg-cm.	Trabe
28	5000.00	683.00	-3093779.47	kg-cm.	Trabe
29	5250.00	663.00	-7835545.17	kg-cm.	Trabe
30	5500.00	642.00	-13193539.78	kg-cm.	Trabe
31	5750.00	621.00	-19210909.39	kg-cm.	Trabe
32	6000.00	600.00	-25887654.00	kg-cm.	Rodilla
33	6000.00	55.00	-2373034.95	kg-cm.	Columna
34	6000.00	450.00	-19415740.50	kg-cm.	Columna
35	6000.00	350.00	-15101131.50	kg-cm.	Columna
36	6000.00	250.00	-10786522.50	kg-cm.	Columna
37	6000.00	150.00	-6471913.50	kg-cm.	Columna
38	6000.00	50.00	-2157304.50	kg-cm.	Columna
39	6000.00	0.00	0.00	kg-cm.	Base de columna

**PROPIEDADES DE LAS SECCIONES PROPUESTAS SEGÚN  
LOS ELEMENTOS MECÁNICOS DEL ANÁLISIS PRELIMINAR**

PUNTO	REQUERIMIENTOS		SECCION PROPUESTA						
	M	Módulo	ALMA		PATINES		AREA	Sx	I
	kg-cm	Sx req. cm3	d cm.	tw cm.	bf cm.	tf cm	cm2	cm3	cm4
1	0.00	0.00	60	1.3	40	2.5	278.00	9172.03	183440.83
2	-2157304.50	-1400.85	65	1.3	40	2.5	284.50	10099.23	218816.67
3	-6471913.50	-4202.54	75	1.3	40	2.5	297.50	12003.00	300075.00
4	-10786522.50	-7004.24	85	1.3	40	2.5	310.50	13972.35	395883.33
5	-15101131.50	-9805.93	95	1.3	40	2.5	323.50	16007.11	506891.67
6	-19415740.50	-12607.62	105	1.3	40	3.8	440.50	25109.04	878816.38
7	-23730349.50	-15409.32	115	1.3	40	3.8	453.50	28026.42	1074346.19
8	-25887654.00	-16810.16	120	1.3	40	3.8	460.00	29509.71	1180388.34
9	-19210909.39	-12474.62	110	1	40	3.8	414.00	25827.43	947005.74
10	-13193539.78	-8567.23	100	1	40	3.8	404.00	23083.32	769444.01
11	-7835545.17	-5088.02	90	1	40	3.8	394.00	20390.08	611702.27
12	-3093779.47	-2008.95	80	1	30	2.5	230.00	9767.58	260468.75
13	945465.14	613.94	80	1	30	2.5	230.00	9767.58	260468.75
14	4325334.75	2808.66	80	1	30	2.5	230.00	9767.58	260468.75
15	7045829.36	4575.21	80	1	30	2.5	230.00	9767.58	260468.75
16	9108948.97	5913.80	80	1.6	30	2.5	278.00	10558.59	281562.50
17	10508693.58	6823.83	85	1.6	30	2.5	286.00	11420.44	323579.17
18	11294209.28	7333.90	90	1.6	30	2.5	294.00	12302.38	369070.83
19	11377203.89	7387.79	95	1.6	30	2.5	302.00	13204.34	418137.50
20	10800823.50	7013.52	100	1.6	30	2.5	310.00	14126.38	470879.17
21	11377203.89	7387.79	95	1.6	30	2.5	302.00	13204.34	418137.50
22	11294209.28	7333.90	90	1.6	30	2.5	294.00	12302.38	369070.83
23	10508693.58	6823.83	85	1.6	30	2.5	286.00	11420.44	323579.17
24	9108948.97	5913.80	80	1.6	30	2.5	278.00	10558.59	281562.50
25	7045829.36	4575.21	80	1	30	2.5	230.00	9767.58	260468.75
26	4325334.75	2808.66	80	1	30	2.5	230.00	9767.58	260468.75
27	945465.14	613.94	80	1	30	2.5	230.00	9767.58	260468.75
28	-3093779.47	-2008.95	80	1	30	2.5	230.00	9767.58	260468.75
29	-7835545.17	-5088.02	90	1	40	3.8	394.00	20390.08	611702.27
30	-13193539.78	-8567.23	100	1	40	3.8	404.00	23083.32	769444.01
31	-19210909.39	-12474.62	110	1	40	3.8	414.00	25827.43	947005.74
32	-25887654.00	-16810.16	120	1.3	40	3.8	460.00	29509.71	1180388.34
33	-2373034.95	-15409.32	115	1.3	40	3.8	453.50	28026.42	1074346.19
34	-19415740.50	-12607.62	105	1.3	40	3.8	440.50	25109.04	878816.38
35	-15101131.50	-9805.93	95	1.3	40	2.5	323.50	16007.11	506891.67
36	-10786522.50	-7004.24	85	1.3	40	2.5	310.50	13972.35	395883.33
37	-6471913.50	-4202.54	75	1.3	40	2.5	297.50	12003.00	300075.00
38	-2157304.50	-1400.85	65	1.3	40	2.5	284.50	10099.23	218816.67
39	0.00	0.00	60	1.3	40	2.5	278.00	9172.03	183440.83

DATOS REQUERIDOS PARA CALCULAR LAS FLEXIBILIDADES DE BARRA							
BARRA	PATINES			ALMA		L cm	ELEMENTO
	tp cm	tp cm	ts cm	d1 cm	d2 cm		
1	40	2.5	1.3	80.0000	85.0000	50.00	COLUMNA INFERIOR
2	40	2.5	1.3	85.0000	75.0000	100.00	
3	40	2.5	1.3	75.0000	85.0000	100.00	
4	40	2.5	1.3	85.0000	95.0000	100.00	
5	40	3.8	1.3	95.0000	105.0000	100.00	COL. SUP.
6	40	3.8	1.3	105.0000	115.0000	100.00	
7	40	3.8	1.3	115.0000	120.0000	50.00	
8	40	3.8	1	120.0000	110.0000	250.00	TRABE BAJA
9	40	3.8	1	110.0000	100.0000	250.00	
10	40	3.8	1	100.0000	90.0000	250.00	
11	40	3.8	1	90.0000	80.0000	250.00	TRABE INTERMEDIA
12	30	2.5	1	80.0000	79.9999	250.00	
13	30	2.5	1	79.9999	79.9998	250.00	
14	30	2.5	1	79.9998	79.9999	250.00	
15	30	2.5	1	79.9999	80.0000	250.00	
16	30	2.5	1.6	80.0000	85.0000	250.00	TRABE ALTA
17	30	2.5	1.6	85.0000	90.0000	250.00	
18	30	2.5	1.6	90.0000	95.0000	250.00	
19	30	2.5	1.6	95.0000	100.0000	250.00	
20	30	2.5	1.6	100.0000	95.0000	250.00	TRABE ALTA
21	30	2.5	1.6	95.0000	90.0000	250.00	
22	30	2.5	1.6	90.0000	85.0000	250.00	
23	30	2.5	1.6	85.0000	80.0000	250.00	
24	30	2.5	1	80.0000	79.9998	250.00	TRABE INTERMEDIA
25	30	2.5	1	79.9999	79.9998	250.00	
26	30	2.5	1	79.9998	79.9999	250.00	
27	30	2.5	1	79.9999	80.0000	250.00	
28	40	3.8	1	80.0000	90.0000	250.00	
29	40	3.8	1	90.0000	100.0000	250.00	
30	40	3.8	1	100.0000	110.0000	250.00	
31	40	3.8	1	110.0000	120.0000	250.00	
32	40	3.8	1.3	120.0000	115.0000	50.00	COL. SUP.
33	40	3.8	1.3	115.0000	105.0000	100.00	
34	40	3.8	1.3	105.0000	95.0000	100.00	
35	40	2.5	1.3	95.0000	85.0000	100.00	COLUMNA INFERIOR
36	40	2.5	1.3	85.0000	75.0000	100.00	
37	40	2.5	1.3	75.0000	65.0000	100.00	
38	40	2.5	1.3	65.0000	60.0000	50.00	

**RELACION DE LAS FLEXIBILIDADES DE BARRA PARA CADA ELEMENTO**

BARRA	FLEXIBILIDADES DE BARRA			
	f11	f22	f23-f32	f33
1	8.7193E-08	8.2582E-08	-2.5118E-09	1.0328E-10
2	1.6856E-07	5.0785E-07	-7.8110E-09	1.6430E-10
3	1.6135E-07	3.8791E-07	-5.9489E-09	1.2439E-10
4	1.5473E-07	3.0481E-07	-4.6639E-09	9.7072E-11
5	1.1301E-07	1.6772E-07	-2.5598E-09	5.3008E-11
6	1.0973E-07	1.3837E-07	-2.1088E-09	4.3540E-11
7	5.3689E-08	1.5447E-08	-4.6686E-10	1.8954E-11
8	2.9264E-07	2.2290E-08	-1.3179E-08	1.0239E-10
9	2.9979E-07	2.6948E-08	-1.5913E-08	1.2332E-10
10	3.0731E-07	3.3167E-08	-1.9556E-08	1.5110E-10
11	3.1521E-07	4.1722E-08	-2.4554E-08	1.8902E-10
12	5.3308E-07	8.5723E-06	-5.1434E-08	4.1147E-10
13	5.3308E-07	8.5723E-06	-5.1434E-08	4.1147E-10
14	5.3308E-07	8.5723E-06	-5.1434E-08	4.1147E-10
15	5.3308E-07	8.5723E-06	-5.1434E-08	4.1147E-10
16	4.3481E-07	7.1510E-06	-4.3383E-08	3.5484E-10
17	4.2282E-07	6.3013E-06	-3.8207E-08	3.1215E-10
18	4.1147E-07	5.5873E-06	-3.3860E-08	2.7635E-10
19	4.0071E-07	4.9818E-06	-3.0177E-08	2.4606E-10
20	4.0071E-07	5.2723E-06	-3.1339E-08	2.4606E-10
21	4.1147E-07	5.9292E-06	-3.5227E-08	2.7635E-10
22	4.2282E-07	6.7072E-06	-3.9830E-08	3.1215E-10
23	4.3481E-07	7.6371E-06	-4.5327E-08	3.5484E-10
24	5.3308E-07	8.5723E-06	-5.1434E-08	4.1147E-10
25	5.3308E-07	8.5723E-06	-5.1434E-08	4.1147E-10
26	5.3308E-07	8.5723E-06	-5.1434E-08	4.1147E-10
27	5.3308E-07	8.5723E-06	-5.1434E-08	4.1147E-10
28	3.1521E-07	3.7090E-06	-2.2701E-08	1.8902E-10
29	3.0731E-07	2.9824E-06	-1.8219E-08	1.5110E-10
30	2.9979E-07	2.4460E-06	-1.4918E-08	1.2332E-10
31	2.9264E-07	2.0390E-06	-1.2419E-08	1.0239E-10
32	5.3689E-08	1.6146E-08	-4.8085E-10	1.8954E-11
33	1.0973E-07	1.5202E-07	-2.2453E-09	4.3540E-11
34	1.1301E-07	1.8585E-07	-2.7411E-09	5.3008E-11
35	1.5473E-07	3.4276E-07	-5.0433E-09	9.7072E-11
36	1.6135E-07	4.4204E-07	-6.4902E-09	1.2439E-10
37	1.6856E-07	5.8860E-07	-8.6185E-09	1.6430E-10
38	8.7193E-08	8.9614E-08	-2.6524E-09	1.0328E-10

**TABLA DBSV -1**

En la página anterior se muestra la tabla con los datos de las flexibilidades de barra, obtenidos con el programa listado, ahora se procederá a estructurar los datos de entrada al programa de análisis.

**DATOS GENERALES:**

Definen las características generales de la estructura.

[1] No. de nodos (NND)	39
[2] No. de barras (NEL)	38
[3] No. de materiales tipo (NET)	0
[4] No. de nodos cargados (NNC)	0
[5] No. de barras cargadas (NBC)	24
[6] No. de conectividades (NCC)	0
[7] No. barras sección variable (NBV)	38
[8] No. de apoyos elásticos (NAE)	0

**DATOS DE NODOS:** (Tabla DN -1)

**DATOS DE ELEMENTOS BARRA:** (Tabla DEB -1)

**DATOS DE BARRAS CARGADAS:** (Tabla DBC -1)

**DATOS DE BARRAS CON SECCIONES VARIABLES:**

(Tabla DBSV -1) (pág. 54)

## DATOS DE LOS NODOS

NODO	COORD X	COORD Y	dx	dy	tz
1	0.00	0.00	1	1	0
2	0.00	50.00	0	0	0
3	0.00	150.00	0	0	0
4	0.00	250.00	0	0	0
5	0.00	350.00	0	0	0
6	0.00	450.00	0	0	0
7	0.00	550.00	0	0	0
8	0.00	600.00	0	0	0
9	250.00	621.00	0	0	0
10	500.00	642.00	0	0	0
11	750.00	663.00	0	0	0
12	1000.00	683.00	0	0	0
13	1250.00	704.00	0	0	0
14	1500.00	725.00	0	0	0
15	1750.00	746.00	0	0	0
16	2000.00	767.00	0	0	0
17	2250.00	788.00	0	0	0
18	2500.00	808.00	0	0	0
19	2750.00	829.00	0	0	0
20	3000.00	850.00	0	0	0
21	3250.00	829.00	0	0	0
22	3500.00	808.00	0	0	0
23	3750.00	788.00	0	0	0
24	4000.00	767.00	0	0	0
25	4250.00	746.00	0	0	0
26	4500.00	725.00	0	0	0
27	4750.00	704.00	0	0	0
28	5000.00	683.00	0	0	0
29	5250.00	663.00	0	0	0
30	5500.00	642.00	0	0	0
31	5750.00	621.00	0	0	0
32	6000.00	600.00	0	0	0
33	6000.00	550.00	0	0	0
34	6000.00	450.00	0	0	0
35	6000.00	350.00	0	0	0
36	6000.00	250.00	0	0	0
37	6000.00	150.00	0	0	0
38	6000.00	50.00	0	0	0
39	6000.00	0.00	1	1	0

Figura

TABLA DN -1

## DATOS DE LAS BARRAS

BARRA	NODO ORIGEN	NODO FINAL	NM	ITC	VAR
1	1	2	0	0	1
2	2	3	0	0	2
3	3	4	0	0	3
4	4	5	0	0	4
5	5	6	0	0	5
6	6	7	0	0	6
7	7	8	0	0	7
8	8	9	0	0	8
9	9	10	0	0	9
10	10	11	0	0	10
11	11	12	0	0	11
12	12	13	0	0	12
13	13	14	0	0	13
14	14	15	0	0	14
15	15	16	0	0	15
16	16	17	0	0	16
17	17	18	0	0	17
18	18	19	0	0	18
19	19	20	0	0	19
20	20	21	0	0	20
21	21	22	0	0	21
22	22	23	0	0	22
23	23	24	0	0	23
24	24	25	0	0	24
25	25	26	0	0	25
26	26	27	0	0	26
27	27	28	0	0	27
28	28	29	0	0	28
29	29	30	0	0	29
30	30	31	0	0	30
31	31	32	0	0	31
32	32	33	0	0	32
33	33	34	0	0	33
34	34	35	0	0	34
35	35	36	0	0	35
36	36	37	0	0	36
37	37	38	0	0	37
38	38	39	0	0	38

TABLA DES -1

## DATOS DE BARRAS CON SECCIONES VARIABLES

BARRA	CARGA TIPO	VAR1 KG/CM	VAR2	VAR3
1	1	-10.55	0	0
2	1	-10.55	0	0
3	1	-10.55	0	0
4	1	-10.55	0	0
5	1	-10.55	0	0
6	1	-10.55	0	0
7	1	-10.55	0	0
8	1	-10.55	0	0
9	1	-10.55	0	0
10	1	-10.55	0	0
11	1	-10.55	0	0
12	1	-10.55	0	0
13	1	-10.55	0	0
14	1	-10.55	0	0
15	1	-10.55	0	0
16	1	-10.55	0	0
17	1	-10.55	0	0
18	1	-10.55	0	0
19	1	-10.55	0	0
20	1	-10.55	0	0
21	1	-10.55	0	0
22	1	-10.55	0	0
23	1	-10.55	0	0
24	1	-10.55	0	0

TABLA DBC -1



**LISTADO DE DATOS PARA ENTRAR AL PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL  
MARCO2D4.BAS**

39 38 0 0 24 0 38 0  
0.00 0.00 1 1 0  
0.00 50.00 0 0 0  
0.00 150.00 0 0 0  
0.00 250.00 0 0 0  
0.00 350.00 0 0 0  
0.00 450.00 0 0 0  
0.00 550.00 0 0 0  
0.00 600.00 0 0 0  
250.00 621.00 0 0 0  
500.00 642.00 0 0 0  
750.00 663.00 0 0 0  
1000.00 683.00 0 0 0  
1250.00 704.00 0 0 0  
1500.00 725.00 0 0 0  
1750.00 746.00 0 0 0  
2000.00 767.00 0 0 0  
2250.00 788.00 0 0 0  
2500.00 808.00 0 0 0  
2750.00 829.00 0 0 0  
3000.00 850.00 0 0 0  
3250.00 829.00 0 0 0  
3500.00 808.00 0 0 0  
3750.00 788.00 0 0 0  
4000.00 767.00 0 0 0  
4250.00 746.00 0 0 0  
4500.00 725.00 0 0 0  
4750.00 704.00 0 0 0  
5000.00 683.00 0 0 0  
5250.00 663.00 0 0 0  
5500.00 642.00 0 0 0  
5750.00 621.00 0 0 0  
6000.00 600.00 0 0 0  
6000.00 550.00 0 0 0  
6000.00 450.00 0 0 0  
6000.00 350.00 0 0 0  
6000.00 250.00 0 0 0  
6000.00 150.00 0 0 0  
6000.00 50.00 0 0 0  
6000.00 0.00 1 1 0  
1 2 0 0 1  
2 3 0 0 2  
3 4 0 0 3  
4 5 0 0 4  
5 6 0 0 5  
6 7 0 0 6  
7 8 0 0 7  
8 9 0 0 8

9 10 0 0 9  
10 11 0 0 10  
11 12 0 0 11  
12 13 0 0 12  
13 14 0 0 13  
14 15 0 0 14  
15 16 0 0 15  
16 17 0 0 16  
17 18 0 0 17  
18 19 0 0 18  
19 20 0 0 19  
20 21 0 0 20  
21 22 0 0 21  
22 23 0 0 22  
23 24 0 0 23  
24 25 0 0 24  
25 26 0 0 25  
26 27 0 0 26  
27 28 0 0 27  
28 29 0 0 28  
29 30 0 0 29  
30 31 0 0 30  
31 32 0 0 31  
32 33 0 0 32  
33 34 0 0 33  
34 35 0 0 34  
35 36 0 0 35  
36 37 0 0 36  
37 38 0 0 37  
38 39 0 0 38  
1 1 -10.55 0 0  
2 1 -10.55 0 0  
3 1 -10.55 0 0  
4 1 -10.55 0 0  
5 1 -10.55 0 0  
6 1 -10.55 0 0  
7 1 -10.55 0 0  
8 1 -10.55 0 0  
9 1 -10.55 0 0  
10 1 -10.55 0 0  
11 1 -10.55 0 0  
12 1 -10.55 0 0  
13 1 -10.55 0 0  
14 1 -10.55 0 0  
15 1 -10.55 0 0  
16 1 -10.55 0 0  
17 1 -10.55 0 0  
18 1 -10.55 0 0  
19 1 -10.55 0 0  
20 1 -10.55 0 0  
21 1 -10.55 0 0

22 1 -10.55 0 0  
 23 1 -10.55 0 0  
 24 1 -10.55 0 0  
 8.7193E-08 8.2582E-08 1.0328E-10 -2.5118E-09  
 1.6856E-07 5.0785E-07 1.6430E-10 -7.8110E-09  
 1.6135E-07 3.8791E-07 1.2439E-10 -5.8468E-09  
 1.5473E-07 3.0481E-07 9.7072E-11 -4.6639E-09  
 1.1301E-07 1.6772E-07 5.3008E-11 -2.5598E-09  
 1.0973E-07 1.3837E-07 4.3540E-11 -2.1088E-09  
 5.3689E-08 1.5447E-08 1.8954E-11 -4.6686E-10  
 2.9264E-07 2.2290E-08 1.0239E-10 -1.3179E-08  
 2.9979E-07 2.6946E-08 1.2332E-10 -1.5913E-08  
 3.0731E-07 3.3167E-08 1.5110E-10 -1.9556E-08  
 3.1521E-07 4.1722E-08 1.8902E-10 -2.4554E-08  
 5.3308E-07 8.5723E-08 4.1147E-10 -5.1434E-08  
 5.3308E-07 8.5723E-08 4.1147E-10 -5.1434E-08  
 5.3308E-07 8.5723E-08 4.1147E-10 -5.1434E-08  
 5.3308E-07 8.5723E-08 4.1147E-10 -5.1434E-08  
 4.3481E-07 7.1510E-08 3.5484E-10 -4.3383E-08  
 4.2282E-07 6.3013E-08 3.1215E-10 -3.8207E-08  
 4.1147E-07 5.5873E-08 2.7835E-10 -3.3860E-08  
 4.0071E-07 4.9818E-08 2.4606E-10 -3.0177E-08  
 4.0071E-07 5.2723E-08 2.4606E-10 -3.1339E-08  
 4.1147E-07 5.9292E-08 2.7835E-10 -3.5227E-08  
 4.2282E-07 6.7072E-08 3.1215E-10 -3.9830E-08  
 4.3481E-07 7.6371E-08 3.5484E-10 -4.5327E-08  
 5.3308E-07 8.5723E-08 4.1147E-10 -5.1434E-08  
 5.3308E-07 8.5723E-08 4.1147E-10 -5.1434E-08  
 5.3308E-07 8.5723E-08 4.1147E-10 -5.1434E-08  
 5.3308E-07 8.5723E-08 4.1147E-10 -5.1434E-08  
 3.1521E-07 3.7090E-08 1.8902E-10 -2.2701E-08  
 3.0731E-07 2.9824E-08 1.5110E-10 -1.8219E-08  
 2.9979E-07 2.4460E-08 1.2332E-10 -1.4918E-08  
 2.9264E-07 2.0390E-08 1.0239E-10 -1.2419E-08  
 5.3689E-08 1.6146E-08 1.8954E-11 -4.6085E-10  
 1.0973E-07 1.5202E-07 4.3540E-11 -2.2453E-09  
 1.1301E-07 1.8585E-07 5.3008E-11 -2.7411E-09  
 1.5473E-07 3.4276E-07 9.7072E-11 -5.0433E-09  
 1.6135E-07 4.4204E-07 1.2439E-10 -6.4902E-09  
 1.6856E-07 5.8860E-07 1.6430E-10 -8.6185E-09  
 8.7193E-08 8.9614E-08 1.0328E-10 -2.6524E-09

# MARCO2D4.BAS

## RESULTADOS LISTADO

-----

TESIS PROFESIONAL                    LUIS O. GONZALEZ SANTILLAN  
 .                    MARCO RIGIDO DE 60.00m. DE CLARO TOTAL                    .

Fecha de analisis :                    11 de mayo de 1995

-----

# NODOS .....	:	39
# BARRAS .....	:	38
# SECC. CONSTANTES TIPO .....	:	0
# SECC. VARIABLES TIPO .....	:	38
# MATERIALES TIPO .....	:	1
# CONECTIVIDADES en BARRAS .....	:	0
# APOYOS ELASTICOS en NODOS .....	:	0
# NODOS CARGADOS .....	:	0
# BARRAS CARGADAS .....	:	24

-----

## Datos de NODOS:

NOD#	Coord-X[cm]	Coord-Y[cm]	dx	dy	yz
0001	0.0000	0.0000	1	1	0
0002	2.5000	50.0000	0	0	0
0003	7.5000	150.0000	0	0	0
0004	12.5000	250.0000	0	0	0
0005	17.5000	350.0000	0	0	0
0006	22.5000	450.0000	0	0	0
0007	27.5000	550.0000	0	0	0
0008	32.9000	658.8000	0	0	0
0009	270.5000	683.6000	0	0	0
0010	508.0000	707.8000	0	0	0
0011	745.5000	732.3000	0	0	0
0012	983.0000	756.8000	0	0	0
0013	1235.5000	776.0000	0	0	0
0014	1488.0000	795.1000	0	0	0
0015	1740.5000	814.3000	0	0	0
0016	1993.0000	833.5000	0	0	0
0017	2244.8000	850.1000	0	0	0
0018	2496.5000	866.7000	0	0	0
0019	2748.3000	883.4000	0	0	0
0020	3000.0000	900.0000	0	0	0
0021	3251.7000	883.4000	0	0	0
0022	3503.5000	866.7000	0	0	0
0023	3755.2000	850.1000	0	0	0
0024	4007.0000	833.5000	0	0	0
0025	4259.5000	814.3000	0	0	0
0026	4512.0000	795.1000	0	0	0
0027	4764.5000	776.0000	0	0	0
0028	5017.0000	756.8000	0	0	0
0029	5254.5000	732.3000	0	0	0
0030	5492.0000	707.8000	0	0	0
0031	5729.5000	683.3000	0	0	0
0032	5967.1000	658.8000	0	0	0
0033	5972.5000	550.0000	0	0	0
0034	5977.5000	450.0000	0	0	0
0035	5982.5000	350.0000	0	0	0
0036	5987.5000	250.0000	0	0	0
0037	5992.5000	150.0000	0	0	0
0038	5997.5000	50.0000	0	0	0
0039	6000.0000	0.0000	1	1	0

## Datos de ELEMENTOS BARRA:

BAR#	nd-A	nd-B	tipo	secc	mate	cone
0001	1	2	2	1	1	0
0002	2	3	2	2	1	0
0003	3	4	2	3	1	0
0004	4	5	2	4	1	0
0005	5	6	2	5	1	0
0006	6	7	2	6	1	0
0007	7	8	2	7	1	0
0008	8	9	2	8	1	0
0009	9	10	2	9	1	0
0010	10	11	2	10	1	0
0011	11	12	2	11	1	0
0012	12	13	2	12	1	0
0013	13	14	2	13	1	0
0014	14	15	2	14	1	0
0015	15	16	2	15	1	0
0016	16	17	2	16	1	0
0017	17	18	2	17	1	0
0018	18	19	2	18	1	0
0019	19	20	2	19	1	0
0020	20	21	2	20	1	0
0021	21	22	2	21	1	0
0022	22	23	2	22	1	0
0023	23	24	2	23	1	0
0024	24	25	2	24	1	0
0025	25	26	2	25	1	0
0026	26	27	2	26	1	0
0027	27	28	2	27	1	0
0028	28	29	2	28	1	0
0029	29	30	2	29	1	0
0030	30	31	2	30	1	0
0031	31	32	2	31	1	0
0032	32	33	2	32	1	0
0033	33	34	2	33	1	0
0034	34	35	2	34	1	0
0035	35	36	2	35	1	0
0036	36	37	2	36	1	0
0037	37	38	2	37	1	0
0038	38	39	2	38	1	0

## Secc. variables TIPO:

SEC#	f11[ ]	f22[ ]	f33[ ]	f23[ ]
0001	8.71930E-08	8.25820E-08	1.03280E-10	2.51180E-09
0002	1.68560E-07	5.07850E-07	1.64290E-10	7.81100E-09
0003	1.61350E-07	3.87910E-07	1.24390E-10	5.94890E-09
0004	1.54730E-07	3.04810E-07	9.70720E-11	4.66390E-09
0005	1.13010E-07	1.67720E-07	5.30080E-11	2.55980E-09
0006	1.09730E-07	1.38370E-07	4.35400E-11	2.10880E-09
0007	1.07380E-07	1.23580E-07	3.79080E-11	1.86740E-09
0008	2.79760E-07	1.94750E-06	9.78880E-11	1.20450E-08
0009	2.86600E-07	2.35450E-06	1.17900E-10	1.45430E-08
0010	2.93790E-07	2.89790E-06	1.44450E-10	1.78730E-08
0011	3.01340E-07	3.64540E-06	1.80710E-10	2.24410E-08
0012	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26750E-08
0013	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26760E-08
0014	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26760E-08
0015	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26750E-08
0016	4.38290E-07	7.32390E-06	3.57680E-10	4.40800E-08
0017	4.26200E-07	6.45380E-06	3.14650E-10	3.88210E-08
0018	4.14760E-07	5.72240E-06	2.78560E-10	3.44040E-08
0019	4.03910E-07	5.10230E-06	2.48030E-10	3.06620E-08
0020	4.03910E-07	5.39990E-06	2.48030E-10	3.18420E-08
0021	4.17460E-07	6.07260E-06	2.78560E-10	3.57930E-08
0022	4.26200E-07	6.86940E-06	3.14650E-10	4.04700E-08
0023	4.38290E-07	7.82190E-06	3.57680E-10	4.60560E-08
0024	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26750E-08
0025	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26760E-08
0026	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26760E-08
0027	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26750E-08
0028	3.01340E-07	3.24060E-06	1.80710E-10	2.07480E-08
0029	2.93790E-07	2.60580E-06	1.44450E-10	1.66510E-08
0030	2.86600E-07	2.13710E-06	1.17900E-10	1.36340E-08
0031	2.79760E-07	1.78150E-06	9.78880E-11	1.13500E-08
0032	1.07380E-07	1.29170E-07	3.79080E-11	1.92340E-09
0033	1.09730E-07	1.52020E-07	4.35400E-11	2.24530E-09
0034	1.13010E-07	1.85850E-07	5.30080E-11	2.74110E-09
0035	1.54730E-07	3.42760E-07	9.70720E-11	5.04330E-09
0036	1.61350E-07	4.42040E-07	1.24390E-10	6.49020E-09
0037	1.68560E-07	5.88590E-07	1.64290E-10	8.61850E-09
0038	8.71930E-08	8.96140E-08	1.03280E-10	2.65240E-09

Secc. variables TIPO:

SEC#	f11[]	f22[]	f33[]	f23[]
0001	8.71930E-08	8.25820E-08	1.03280E-10	2.51180E-09
0002	1.68560E-07	5.07850E-07	1.64290E-10	7.81100E-09
0003	1.61350E-07	3.87910E-07	1.24390E-10	5.94890E-09
0004	1.54730E-07	3.04810E-07	9.70720E-11	4.66390E-09
0005	1.13010E-07	1.67720E-07	5.30080E-11	2.55980E-09
0006	1.09730E-07	1.38370E-07	4.35400E-11	2.10880E-09
0007	1.07380E-07	1.23580E-07	3.79080E-11	1.86740E-09
0008	2.79760E-07	1.94750E-06	9.78880E-11	1.20450E-08
0009	2.86600E-07	2.35450E-06	1.17900E-10	1.45430E-08
0010	2.93790E-07	2.89790E-06	1.44450E-10	1.78730E-08
0011	3.01340E-07	3.64540E-06	1.80710E-10	2.24410E-08
0012	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26750E-08
0013	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26760E-08
0014	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26760E-08
0015	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26750E-08
0016	4.38290E-07	7.32390E-06	3.57680E-10	4.40800E-08
0017	4.26200E-07	6.45380E-06	3.14650E-10	3.88210E-08
0018	4.14760E-07	5.72240E-06	2.78560E-10	3.44040E-08
0019	4.03910E-07	5.10230E-06	2.48030E-10	3.06620E-08
0020	4.03910E-07	5.39990E-06	2.48030E-10	3.18420E-08
0021	4.17460E-07	6.07260E-06	2.78560E-10	3.57930E-08
0022	4.26200E-07	6.86940E-06	3.14650E-10	4.04700E-08
0023	4.38290E-07	7.82190E-06	3.57680E-10	4.60560E-08
0024	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26750E-08
0025	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26760E-08
0026	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26760E-08
0027	5.39480E-07	8.88460E-06	4.16410E-10	5.26750E-08
0028	3.01340E-07	3.24060E-06	1.80710E-10	2.07480E-08
0029	2.93790E-07	2.60580E-06	1.44450E-10	1.66510E-08
0030	2.86600E-07	2.13710E-06	1.17900E-10	1.36340E-08
0031	2.79760E-07	1.78150E-06	9.78880E-11	1.13500E-08
0032	1.07380E-07	1.29170E-07	3.79080E-11	1.92340E-09
0033	1.09730E-07	1.52020E-07	4.35400E-11	2.24530E-09
0034	1.13010E-07	1.85850E-07	5.30080E-11	2.74110E-09
0035	1.54730E-07	3.42760E-07	9.70720E-11	5.04330E-09
0036	1.61350E-07	4.42040E-07	1.24390E-10	6.49020E-09
0037	1.68560E-07	5.88590E-07	1.64290E-10	8.61850E-09
0038	8.71930E-08	8.96140E-08	1.03280E-10	2.65240E-09



Materiales TIPO:

MAT#	E [kg/cm <sup>2</sup> ]	Mu [ ]
0001	2.03900E+06	0.30

Cargas en BARRAS:

BAR#	TIPO	VAR1	VAR2	VAR3
0008	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0009	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0010	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0011	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0012	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0013	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0014	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0015	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0016	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0017	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0018	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0019	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0020	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0021	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0022	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0023	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0024	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0025	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0026	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0027	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0028	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0029	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0030	1	-10.5500	0.0000	0.0000
0031	1	-10.5500	0.0000	0.0000

< < < < RESULTADOS > > > >

Desplazamientos en NODOS:

NOD#	dx[cm]	dy[cm]	yz[rad]
0001	0.000000	0.000000	0.007573
0002	-0.387522	0.016457	0.007678
0003	-1.158789	0.049376	0.007661
0004	-1.850442	0.078556	0.007126
0005	-2.444619	0.103084	0.006301
0006	-2.977036	0.125920	0.005628
0007	-3.432434	0.145016	0.004893
0008	-3.840107	0.161656	0.004094
0009	-3.840187	0.036734	0.001081
0010	-3.772584	-0.758420	-0.001800
0011	-3.640468	-2.172585	-0.004494
0012	-3.452014	-4.136305	-0.006931
0013	-3.232025	-7.357736	-0.010715
0014	-2.995286	-10.817395	-0.012621
0015	-2.767153	-14.145922	-0.012925
0016	-2.571540	-17.046759	-0.011912
0017	-2.436271	-19.405566	-0.010168
0018	-2.339500	-21.171239	-0.008031
0019	-2.280014	-22.356916	-0.005793
0020	-2.255296	-23.014479	-0.003661
0021	-2.286737	-23.208435	-0.001743
0022	-2.275231	-22.744332	0.000626
0023	-2.216103	-21.549416	0.003336
0024	-2.107945	-19.601854	0.006214
0025	-1.931403	-16.951804	0.009014
0026	-1.722338	-13.874056	0.011061
0027	-1.504569	-10.665175	0.012074
0028	-1.303647	-7.694507	0.011766
0029	-1.060288	-5.198537	0.010870
0030	-0.852974	-3.055416	0.009581
0031	-0.688018	-1.326169	0.007992
0032	-0.570415	-0.058540	0.006166
0033	-0.081462	-0.030679	0.005035
0034	0.253420	-0.010260	0.003933
0035	0.475090	0.004607	0.002815
0036	0.503679	0.011218	0.001174
0037	0.376014	0.010237	-0.000407
0038	0.116182	0.002890	-0.001805
0039	0.000000	0.000000	-0.002134

## Fuerzas Internas en BARRAS:

BAR#	NOD#	N [kg]	V [kg]	M [kg.cm]
0001	A-0001	33442.48	-42009.45	0.00
	B-0002	-33442.48	42009.45	-2103096.54
0002	A-0002	33442.48	-42009.45	2103096.54
	B-0003	-33442.48	42009.45	-6309289.62
0003	A-0003	33442.48	-42009.45	6309289.62
	B-0004	-33442.48	42009.45	-10515482.69
0004	A-0004	33442.48	-42009.45	10515482.69
	B-0005	-33442.48	42009.45	-14721675.77
0005	A-0005	33442.48	-42009.45	14721675.77
	B-0006	-33442.48	42009.45	-18927868.84
0006	A-0006	33442.48	-42009.45	18927868.84
	B-0007	-33442.48	42009.45	-23134061.92
0007	A-0007	33427.07	-42021.71	23134061.92
	B-0008	-33427.07	42021.71	-27711652.10
0008	A-0008	46641.00	-26604.71	27711652.10
	B-0009	-46641.00	24084.41	-21657071.28
0009	A-0009	46581.71	-24198.90	21657071.28
	B-0010	-46581.71	-21680.30	-16180706.99
0010	A-0010	46608.77	21622.05	16180706.99
	B-0011	-46608.77	-19103.13	-11318927.42
0011	A-0011	46608.77	19103.13	11318927.42
	B-0012	-46608.77	-16584.21	-7058566.42
0012	A-0012	46145.83	17831.87	7058566.42
	B-0013	-46145.83	-15160.30	-2881280.07
0013	A-0013	46139.86	15178.47	2881280.07
	B-0014	-46139.86	-12506.99	-623995.23
0014	A-0014	46144.78	12488.82	-623995.23
	B-0015	-46144.78	-9817.25	3448266.65
0015	A-0015	46144.78	9817.25	-3448266.65
	B-0016	-46144.78	-7145.69	5596020.48
0016	A-0016	46070.54	7609.70	-5596020.48
	B-0017	-46070.54	-4947.44	7180395.57
0017	A-0017	46070.67	4946.24	-7180395.57
	B-0018	-46070.67	-2285.03	8092428.18
0018	A-0018	46071.51	2268.02	-8092428.18
	B-0019	-46071.51	394.31	8328846.62
0019	A-0019	46071.65	-377.29	-8328846.62
	B-0020	-46071.65	3038.50	7898035.88

Fuerzas Internas en BARRAS:			Continuación	
BAR#	NOD#	N [kg]	V [kg]	M [kg.cm]
0020	A-0020	46071.65	3038.50	-7898035.88
	B-0021	-46071.65	-377.29	8328846.62
0021	A-0021	46071.51	394.31	-8328846.62
	B-0022	-46071.51	2268.02	8092428.18
0022	A-0022	46070.67	-2285.03	-8092428.18
	B-0023	-46070.67	4946.24	7180395.57
0023	A-0023	46070.54	-4947.44	-7180395.57
	B-0024	-46070.54	7609.70	5596020.48
0024	A-0024	46144.78	-7145.69	-5596020.48
	B-0025	-46144.78	9817.25	3448266.65
0025	A-0025	46144.78	-9817.25	-3448266.65
	B-0026	-46144.78	12488.82	623995.23
0026	A-0026	46139.86	-12506.99	-623995.23
	B-0027	-46139.86	15178.47	-2881280.07
0027	A-0027	46145.83	-15160.30	2881280.07
	B-0028	-46145.83	17831.87	-7058566.42
0028	A-0028	46608.77	-16584.21	7058566.42
	B-0029	-46608.77	19103.13	-11318927.42
0029	A-0029	46608.77	-19103.13	11318927.42
	B-0030	-46608.77	21622.05	-16180706.99
0030	A-0030	46608.77	-21622.05	16180706.99
	B-0031	-46608.77	24140.98	-21643905.14
0031	A-0031	46607.73	-24142.98	21643905.14
	B-0032	-46607.73	26662.95	-27711652.10
0032	A-0032	33427.07	42021.71	27711652.10
	B-0033	-33427.07	-42021.71	-23134061.92
0033	A-0033	33442.48	42009.45	23134061.92
	B-0034	-33442.48	-42009.45	-18927868.84
0034	A-0034	33442.48	42009.45	18927868.84
	B-0035	-33442.48	-42009.45	-14721675.77
0035	A-0035	33442.48	42009.45	14721675.77
	B-0036	-33442.48	-42009.45	-10515482.69
0036	A-0036	33442.48	42009.45	10515482.69
	B-0037	-33442.48	-42009.45	-6309289.62
0037	A-0037	33442.48	42009.45	6309289.62
	B-0038	-33442.48	-42009.45	-2103096.54
0038	A-0038	33442.48	42009.45	2103096.54
	B-0039	-33442.48	-42009.45	0.00

Fuerzas Internas en BARRAS:			Continuación	
BAR#	NOD#	N [kg]	V [kg]	M [kg.cm]
0020	A-0020	46071.65	3038.50	-7898035.88
	B-0021	-46071.65	-377.29	8328846.62
0021	A-0021	46071.51	394.31	-8328846.62
	B-0022	-46071.51	2268.02	8092428.18
0022	A-0022	46070.67	-2285.03	-8092428.18
	B-0023	-46070.67	4946.24	7180395.57
0023	A-0023	46070.54	-4947.44	-7180395.57
	B-0024	-46070.54	7609.70	5596020.48
0024	A-0024	46144.78	-7145.69	-5596020.48
	B-0025	-46144.78	9817.25	3448266.65
0025	A-0025	46144.78	-9817.25	-3448266.65
	B-0026	-46144.78	12488.82	623995.23
0026	A-0026	46139.86	-12506.99	-623995.23
	B-0027	-46139.86	15178.47	-2881280.07
0027	A-0027	46145.83	-15160.30	2881280.07
	B-0028	-46145.83	17831.87	-7058566.42
0028	A-0028	46608.77	-16584.21	7058566.42
	B-0029	-46608.77	19103.13	-11318927.42
0029	A-0029	46608.77	-19103.13	11318927.42
	B-0030	-46608.77	21622.05	-16180706.99
0030	A-0030	46608.77	-21622.05	16180706.99
	B-0031	-46608.77	24140.98	-21643905.14
0031	A-0031	46607.73	-24142.98	21643905.14
	B-0032	-46607.73	26662.95	-27711652.10
0032	A-0032	33427.07	42021.71	27711652.10
	B-0033	-33427.07	-42021.71	-23134061.92
0033	A-0033	33442.48	42009.45	23134061.92
	B-0034	-33442.48	-42009.45	-18927868.84
0034	A-0034	33442.48	42009.45	18927868.84
	B-0035	-33442.48	-42009.45	-14721675.77
0035	A-0035	33442.48	42009.45	14721675.77
	B-0036	-33442.48	-42009.45	-10515482.69
0036	A-0036	33442.48	42009.45	10515482.69
	B-0037	-33442.48	-42009.45	-6309289.62
0037	A-0037	33442.48	42009.45	6309289.62
	B-0038	-33442.48	-42009.45	-2103096.54
0038	A-0038	33442.48	42009.45	2103096.54
	B-0039	-33442.48	-42009.45	0.00

## Reacciones en los APOYOS:

NOD#	FxA[kg]	FyA[kg]	MzA[kg.cm]
0001	43627.076014	31302.905000	0.000000
0039	-43627.076014	31302.905000	0.000000

## Equilibrio de fuerzas INTERNAS-EXTERNAS:

	FxT[kg]	FyT[kg]	
SUMA	0.000000	62605.810000	: Reacciones(apoyos)
SUMA	0.000000	-62605.810000	: Acciones (cargas)

Tiempo empleado en ANALISIS [seg] ..... 0001.70

Los resultados del análisis se muestran en los listados de contenidos de la página 62 a 70. Cabe hacer notar que el análisis puede optimizarse aún más modificando la geometría del edificio, pero eso depende del criterio personal del diseñador; de la flexibilidad del Arquitecto proyectista, para permitir modificaciones en su proyecto original y de que las necesidades del cliente no se vean afectadas. Por lo tanto en este caso daremos por definitivas las secciones de la página 53, tomando también como parámetro de validez el criterio de Diseño estructural referente a flecha vertical y deflexiones horizontales como estados límite de servicio tomados del R.C.D.F. en su Título Sexto, Capítulo III, artículo 184, secciones I y II (Ver Apendice I, Página-6A).

Para este caso:

$$\Delta y_{\max} = L/240 + 0.5\text{cm} = (6000/240) + 0.5 = 25.50\text{cm} > 23.20\text{cm} \checkmark$$

$$\Delta x_{\max} = h/250 = 700/250 = 2.80\text{cm} > 2.28\text{cm} \checkmark$$

Ver Página 67 y 73

donde:

$\Delta y_{\max}$  - Máxima flecha vertical permisible

$\Delta x_{\max}$  - Máxima deflexión horizontal permisible

L - Claro total en cm

h - Altura de entrapiso en cm

En la siguientes páginas se muestra el arreglo general del marco, los puntos elegidos para la localización de las conexiones, el trazo del eje neutro supuesto y el diagrama de cuerpo libre mostrando las reacciones.

Los resultados del análisis se muestran en los listados de contenidos de la página 62 a 70. Cabe hacer notar que el análisis puede optimizarse aún más modificando la geometría del edificio, pero eso depende del criterio personal del diseñador; de la flexibilidad del Arquitecto proyectista, para permitir modificaciones en su proyecto original y de que las necesidades del cliente no se vean afectadas. Por lo tanto en este caso daremos por definitivas las secciones de la página 53, tomando también como parámetro de validez el criterio de Diseño estructural referente a flecha vertical y deflexiones horizontales como estados límite de servicio tomados del R.C.D.F. en su Título Sexto, Capítulo III, artículo 184, secciones I y II (Ver Apéndice I, Página-6A).

Para este caso:

$$\Delta y_{\max} = L/240 + 0.5\text{cm} = (6000/240) + 0.5 = 25.50\text{cm} > 23.20\text{cm} \checkmark$$

$$\Delta x_{\max} = h/250 = 700/250 = 2.80\text{cm} > 2.28\text{cm} \checkmark$$

Ver Página 67 y 73

donde:

$\Delta y_{\max}$  - Máxima flecha vertical permisible

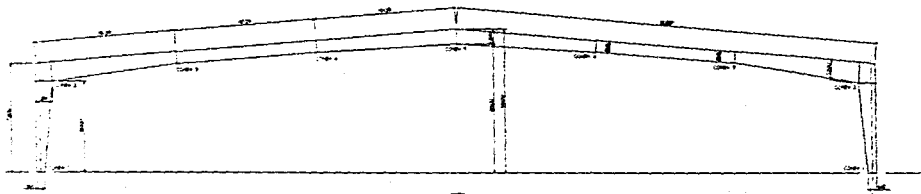
$\Delta x_{\max}$  - Maxima deflexión horizontal permisible

L - Claro total en cm

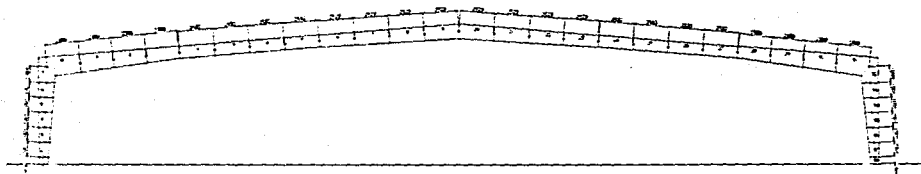
h - Altura de entrepiso en cm

En la siguientes páginas se muestra el arreglo general del marco, los puntos elegidos para la localización de las conexiones, el trazo del eje neutro supuesto y el diagrama de cuerpo libre mostrando las reacciones.

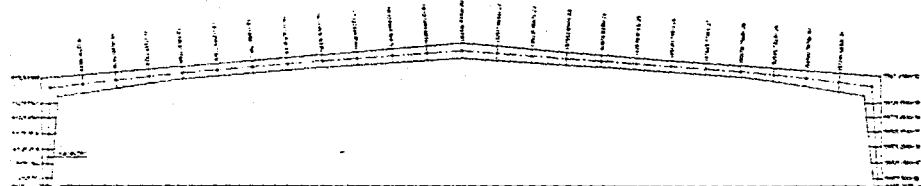




TRUSS GENERAL



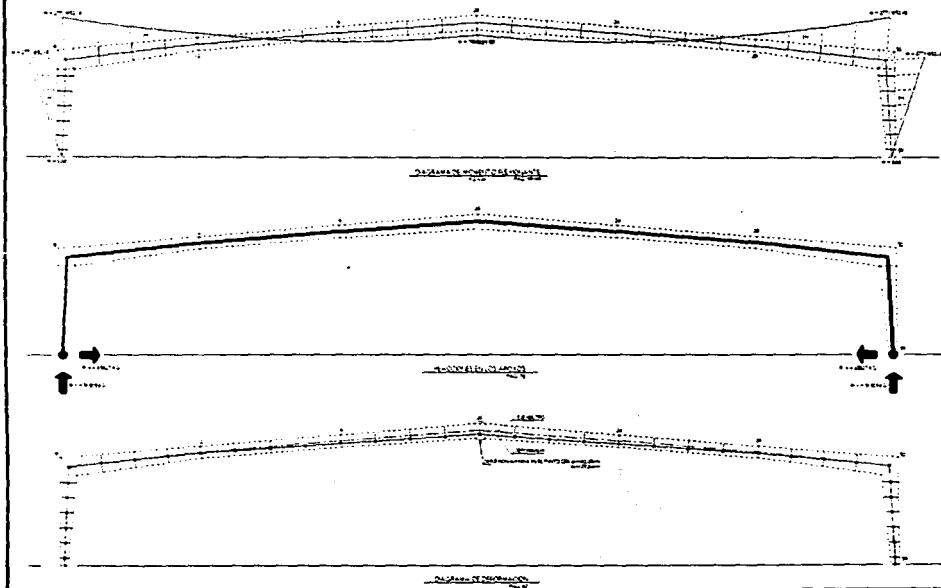
ACCION



COORDINATE DE LOS EJES

FALLA DE ORIGEN

INSTITUCION NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNOLÓGICO	
AREA GENERAL DE VARIOS TPO DIVISION DE SECCIONES	
TÍTULO DEL PROYECTO FALTA DE ORIGEN	FECHA DE ELABORACION 10/10/00
ELABORADO POR ROSALBA	APROBADO POR OPTAHO



FALLA DE ORIGEN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO INSTITUTO NACIONAL DE ESTUDIOS Y INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	
CENTRO REGIONAL DE REACCIONES Y DIAGRAMAS DE DEFORMACION	
TESIS PROFESIONAL	MARZO DE 1988
LUIS OCTAVIO GONZÁLEZ SANTILLAN	T.D. - 07

**Diseño de largueros de techo, muros y postes de muro cabecero**

No se va a profundizar en el análisis de los largueros de techo, de muro y de los postes del muro cabecero dada la simplicidad de los procedimientos que se siguen para ello, ya que se trata de vigas libremente apoyadas cargadas de acuerdo al diagrama de la página 37 y a los que se muestran en la página 76. En los mismos dibujos se encuentran los diagramas de momento y de deformaciones. Por lo tanto lo que sigue es únicamente la determinación de las cargas aplicables a cada caso y el diseño de los elementos revisando flexión simple únicamente.

**Cargas a considerar:**

(Solo las más desfavorables)

**Poste de muro cabecero: (ver página 29)**

$$\text{Presión de viento} = 24.00\text{kg/m}^2$$

(pared de barlovento)

$$\text{Área tributaria} = 6.00\text{m} \times 9.00\text{m} = 54.00\text{m}^2$$

$$W = 1.44\text{kg/cm}$$

**Larguero de Techo: (ver página 29)**

$$\text{Presión de viento} = -24.00\text{kg/m}^2$$

(techos inclinados lado de barlovento)

$$\text{Peso muerto del larguero: } 8.00\text{kg/m}$$

$$\text{Área tributaria} = 1.50\text{m} \times 10.00\text{m} = 15.00\text{m}^2$$

$$W = 0.28\text{kg/cm}$$

Larguero de muro: (ver página 29)

$$\text{Presión de viento} = 24.00\text{kg/m}^2$$

(pared de barlovento)

$$\text{Área tributaria} = 1.50\text{m} \times 10.00\text{m} = 15.00\text{m}^2$$

$$W = 0.36\text{kg/cm}$$

### Revisión por flexión simple

Criterios del Manual de Construcción en Acero, del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, Tomo 1, Sección 1.5.1.4

Poste de muro cabecero:

Sección: IR 254-17.9kg/m

Apoyo Lateral: El elemento tiene apoyo lateral en ambos lados a cada 1.50m, por lo tanto la distancia entre puntos lateralmente soportados es de 1.50m.

1) Suponemos:

$$F_y = 2530.00\text{kg/cm}^2 \quad \dots \quad (\text{Acero A-36})$$

$$F_b = 0.66 F_y \quad \dots \quad (\text{sección 1.5.1.4.1 página 136})$$

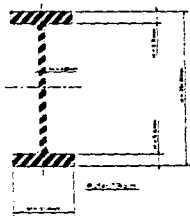
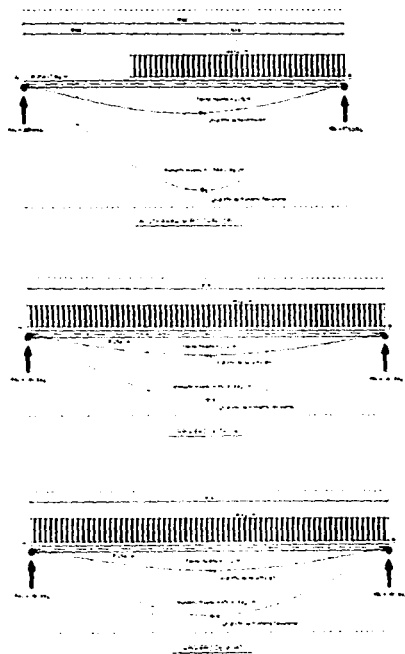
$$F_b = 1670.00\text{kg/cm}^2$$

$$2) (b_f/2t_f) \leq (545/\sqrt{F_y}), (101/10.6) \leq (545/\sqrt{2530}), 9.53 \leq 10.84 \checkmark$$

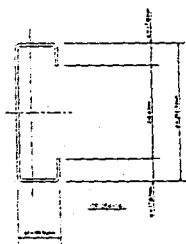
(sección 1.5.1.4-2 página 136)

$$3) (d/t_w) \leq (5370/\sqrt{F_y}), (251/4.8) \leq (5370/\sqrt{2530}), 52.3 \leq 106.8 \checkmark$$

(sección 1.5.1.4-4 página 136)



CONDICIONES:  
 -  $w = 1000 \text{ kg/m}$   
 -  $P = 10000 \text{ kg}$   
 -  $l = 10 \text{ m}$   
 -  $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$   
 -  $I = 10000 \text{ cm}^4$



CONDICIONES:  
 -  $w = 1000 \text{ kg/m}$   
 -  $P = 10000 \text{ kg}$   
 -  $l = 10 \text{ m}$   
 -  $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$   
 -  $I = 10000 \text{ cm}^4$

FALLA DE ORIGEN

SE PRESENTA EN LA TERCERA DE NUESTRO  
 PROGRAMA DE ESTUDIOS PARA LA OBTENCIÓN  
 DEL TÍTULO DE INGENIERO DE OBRAS DE ACEROS  
 - DISEÑO Y DETALLE DE OBRAS DE ACEROS Y  
 DE OBRAS DE CONCRETO

TERCER PROFESIONAL  
 US. OCTAVIO SOCARRÉS SANTIÁN

$$4) (L_b) \leq (637bf / \sqrt{F_y}) \cdot (1500) \leq (12.7 \cdot 101), 1500 \leq 1283^* \\ (L_b) \leq (1410000 / ((d/Af) \cdot F_y)) \\ (1500) \leq (1410000 / ((251 / (5.3 \cdot 101)) \cdot 2530)), 1500 \leq 1189^* \\ \text{(sección 1.5.1.4-5 página 136)}$$

La sección no es adecuada pues no cumple con la condición número 4, como consecuencia nos vemos obligados a cambiar la sección:

Nueva sección: IR 254-32.9kg/m

Revisamos de nuevo:

$$2) (bf / 2t) \leq (545 / \sqrt{F_y}) \cdot (146 / 18.2) \leq (545 / \sqrt{2530}), 8.02 \leq 10.84 \checkmark \\ \text{(sección 1.5.1.4-2 página 136)}$$

$$3) (d / t_w) \leq (5370 / \sqrt{F_y}) \cdot (258 / 6.1) \leq (5370 / \sqrt{2530}), 42.3 \leq 106.8 \checkmark \\ \text{(sección 1.5.1.4-4 página 136)}$$

$$4) (L_b) \leq (637bf / \sqrt{F_y}) \cdot (1500) \leq (12.7 \cdot 146), 1500 \leq 1854 \checkmark \\ (L_b) \leq (1410000 / ((d/Af) \cdot F_y)) \\ (1500) \leq (1410000 / ((258 / (9.1 \cdot 146)) \cdot 2530)), 1500 \leq 2870 \checkmark \\ \text{(sección 1.5.1.4-5 página 136)}$$

Poste de muro cabecero:

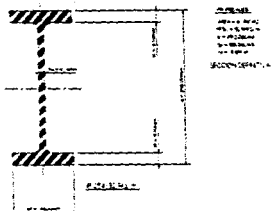
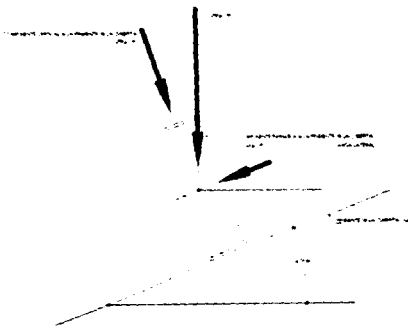
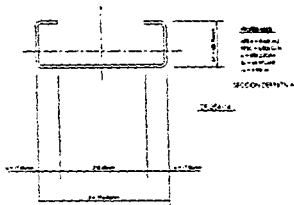
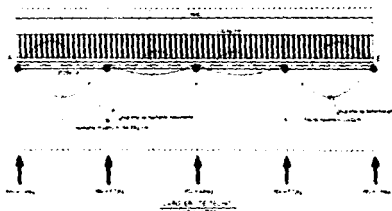
IR 254-32.9kg/m (sección definitiva)

Larguero de techo:

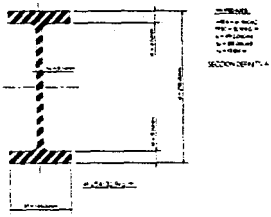
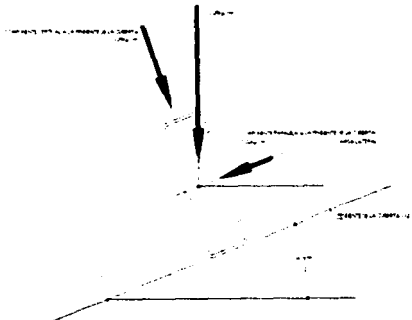
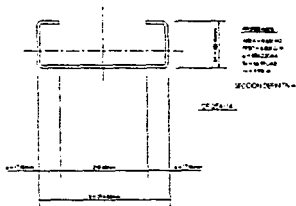
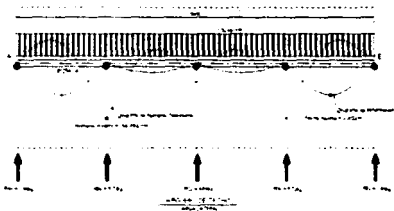
Sección: CF254-14

Para el diseño de éstos elementos han de considerarse las condiciones mostradas en el plano TD-09, referente a los planos de carga generados por la pendiente de la cubierta.

FALLA DE ORIGEN



INSTITUTO NACIONAL DE EVALUACION DE RIESGO  
 ESCALA NACIONAL DE EVALUACION DE RIESGO  
 NIVEL DE RIESGO EN LAS REACCIONES  
 DE CARGAS DE CARGA EN LA TUBERIA  
 TESS PROFESIONAL  
 LUIS OCTAVIO GONZÁLEZ SANTIÁN



FALLA DE ORIGEN

SECCION DEPARTIDA ALTERNATIVA DE BLOQUE  
 FIGURA NUMERAL DE EST. BLOQUE NUMERAL NUMERAL  
 MODELO DE RECHUPATEL RESISTENCIAS  
 Y CARGAS DE DETERMINACION  
 DE LAS REACCIONES CARGA LATERAL  
 TESS PROGRESIONAL  
 LA OBTENCION DE SANFELIX



Utilizando el criterio para esfuerzos combinados del manual I.M.C.A.

fórmula 1.6-1b

1) Suponemos:

$$F_y = 2530.00 \text{kg/cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{(Acero A-36)}$$

$$F_{bx} = 0.66 F_y \quad \dots \dots \dots \text{(sección 1.5.1.4.1 página 138)}$$

$$F_{bx} = 1670.00 \text{kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 0.75 F_y \quad \dots \dots \dots \text{(sección 1.5.1.4.3 página 138)}$$

$$F_{by} = 1898.00 \text{kg/cm}^2$$

$$2) \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{(fórmula 1.6-1b, página 145)}$$

$$f_{bx} = M/S_x = 35000 \text{kg-cm} / 66.95 \text{cm}^3 = 522.78 \text{kg/cm}^2$$

$$f_{by} = M/S_y = 134 \text{kg-cm} / 12.67 \text{cm}^3 = 10.58 \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{523}{1670} + \frac{11}{1898} = 0.31 + 0.005 = 0.32 \leq 1.0 \checkmark$$

**Larguero de techo:**  
**CF 254-14 (sección definitiva)**

**Larguero de muro:**  
**Sección: CF 254-14**

Utilizando el criterio para esfuerzos combinados del manual I.M.C.A.

fórmula 1.6-1b

1) Suponemos:

$$F_y = 2530.00 \text{kg/cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{(Acero A-36)}$$

**ESTA TESIS NO DEBE  
 SALIR DE LA BIBLIOTECA**

$$Fb_x = 0.66 F_y \quad \dots \quad \text{(sección 1.5.1.4.1 página 136)}$$

$$Fb_x = 1670.00\text{kg/cm}^2$$

$$Fb_y = 0.75 F_y \quad \dots \quad \text{(sección 1.5.1.4.3 página 138)}$$

$$Fb_y = 1898.00\text{kg/cm}^2$$

$$2) \frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} \leq 1.0 \quad \text{(fórmula 1.6-1b, página 145)}$$

$$fb_x = M/S_x = 45000\text{kg-cm}/66.95\text{cm}^3 = 672.14\text{kg/cm}^2$$

$$fb_y = M/S_y = 0.00\text{kg-cm}/12.67\text{cm}^3 = 0.00\text{kg/cm}^2$$

$$\frac{672}{1670} + \frac{0.00}{1898} = 0.40 + 0.00 = 0.40 \leq 1.0 \quad \checkmark$$

**Larguero de muro:**  
**CF 254-14 (sección definitiva)**

En las siguientes páginas (81-82) se muestran las tablas con la revisión de las secciones del marco, en base a los criterios de sección compacta utilizados en el análisis del poste del muro cabecero.

#### Revisión por flexocompresión

Dado que los elementos del marco están sujetos tanto a esfuerzos de flexión como de compresión, han de revisarse también para la aplicación de esfuerzos combinados de flexocompresión y por cortante, según los criterios de la sección 1.6 del manual I.M.C.A., página 145

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES PROPUESTAS SEGÚN  
LOS ELEMENTOS MECÁNICOS DEL ANÁLISIS DESTRUCTIVO

REQUERIMIENTOS		SECCION PROPUESTA							SECCION COMPACTA			RESISTENCIA NOMINAL kg/cm	
PUNTO	M kg/cm	c d/2 cm	ALMA		PATINES		AREA cm2	Ia I / c cm3	I cm4	b/2t < 10.84	d/ho < 108.80		Lb max > 150
			d cm	tw cm	bf cm	tf cm							
1	0.00	30.00	60	1.3	40	2.5	278.00	6114.69	183440.83	8.00	44.15	508.00	10211528.13
2	-2103096.54	32.50	65	1.3	40	2.5	284.50	6732.82	218816.67	8.00	50.00	508.00	11243810.26
3	-6309289.62	37.50	75	1.3	40	2.5	297.50	8002.00	300075.00	8.00	57.69	508.00	13363340.00
4	-10515482.69	42.50	85	1.3	40	2.5	310.50	9314.90	395883.33	8.00	65.38	508.00	15555886.27
5	-14721675.77	47.50	95	1.3	40	2.5	323.50	10671.40	506891.67	8.00	73.08	508.00	17821243.86
6	-18927888.84	52.50	105	1.3	40	3.8	440.50	16739.36	878816.38	5.28	80.77	508.00	27954730.65
7	-23134061.92	57.50	115	1.3	40	3.8	453.50	18664.28	1074346.19	5.28	88.46	508.00	31202750.10
8	-27711852.10	60.00	120	1.3	40	3.8	460.00	19673.14	1180388.34	5.28	92.31	508.00	32954142.06
9	-21657071.28	55.00	110	1	40	3.8	414.00	17218.29	947005.74	5.28	118.88	508.00	28754537.88
10	-16180706.99	50.00	100	1	40	3.8	404.00	15388.88	769444.01	5.28	100.00	508.00	25699429.78
11	-11318927.42	45.00	90	1	40	3.8	394.00	13593.38	611702.27	5.28	90.00	508.00	22700950.98
12	-7058566.42	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	280488.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31
13	-2881280.07	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	280488.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31
14	623995.23	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	280488.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31
15	3448266.65	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	280488.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31
16	5596020.48	40.00	80	1.6	30	2.5	278.00	7039.06	281562.50	6.00	50.00	381.00	11755234.38
17	7180395.57	42.50	85	1.6	30	2.5	286.00	7813.63	323579.17	6.00	53.13	381.00	11755234.38
18	8092428.18	45.00	90	1.6	30	2.5	294.00	8201.57	369070.83	6.00	56.25	381.00	13896628.70
19	8328846.62	47.50	95	1.6	30	2.5	302.00	8802.89	418137.50	6.00	59.38	381.00	14700834.21
20	7898035.88	50.00	100	1.6	30	2.5	310.00	9470.79	470679.17	6.00	62.50	381.00	1572364.17
21	8328846.62	47.50	95	1.6	30	2.5	302.00	8802.89	418137.50	6.00	59.38	381.00	14700834.21
22	8092428.18	45.00	90	1.6	30	2.5	294.00	8201.57	369070.83	6.00	56.25	381.00	13896628.70
23	7180395.57	42.50	85	1.6	30	2.5	286.00	7613.63	323579.17	6.00	53.13	381.00	12714757.84
24	5596020.48	40.00	80	1.6	30	2.5	278.00	7039.06	281562.50	6.00	50.00	381.00	11755234.38
25	3448266.65	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	280488.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31
26	623995.23	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	280488.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31
27	-2881280.07	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	280488.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31
28	-7058566.42	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	280488.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31
29	-11318927.42	45.00	90	1	40	3.8	394.00	13593.38	611702.27	5.28	90.00	508.00	22700950.98
30	-16180706.99	50.00	100	1	40	3.8	404.00	15388.88	769444.01	5.28	100.00	508.00	25699429.78
31	-21643905.14	55.00	110	1	40	3.8	414.00	17218.29	947005.74	5.28	118.88	508.00	28754537.88
32	-27711852.10	60.00	120	1.3	40	3.8	460.00	19673.14	1180388.34	5.28	92.31	508.00	32954142.06
33	-23134061.92	57.50	115	1.3	40	3.8	453.50	18664.28	1074346.19	5.28	88.46	508.00	31202750.10
34	-18927888.84	52.50	105	1.3	40	3.8	440.50	16739.36	878816.38	5.28	80.77	508.00	27954730.65
35	-14721675.77	47.50	95	1.3	40	2.5	323.50	10671.40	506891.67	8.00	73.08	508.00	17821243.86
36	-10515482.69	42.50	85	1.3	40	2.5	310.50	9314.90	395883.33	8.00	65.38	508.00	15555886.27
37	-6309289.62	37.50	75	1.3	40	2.5	297.50	8002.00	300075.00	8.00	57.69	508.00	13363340.00
38	-2103096.54	32.50	65	1.3	40	2.5	284.50	6732.82	218816.67	8.00	50.00	508.00	11243810.26
39	0.00	30.00	60	1.3	40	2.5	278.00	6114.69	183440.83	8.00	44.15	508.00	10211528.13

NOTA: Los valores resaltados en negritas indican incumplimiento con la condición, debe modificarse el espesor del alma e 1.3mm

resolución 180x180

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES DEFINITIVAS

REQUERIMIENTOS		SECCION PROPUESTA										SECCION COMPACTA		
PUNTO	M	c d / 2 cm	ALMA		PAYRES		AREA cm2	S <sub>a</sub> I / c cm3	I cm4	M/2t		Lb max > 150	RESISTENCIA NOMINAL kg/cm	
	kg/cm		d	tw	bf	tf				< 10.84	< 106.80			
1	0.00	30.00	60	1.3	40	2.5	278.00	6114.69	183440.63	8.00	46.15	508.00	10211528.13	
2	-2103096.54	32.50	65	1.3	40	2.5	284.50	6732.82	218816.67	8.00	50.00	508.00	11243810.26	
3	-6309289.62	37.50	75	1.3	40	2.5	297.50	8002.00	300075.00	8.00	57.69	508.00	13363340.00	
4	-10515482.69	42.50	85	1.3	40	2.5	310.50	9314.90	395883.33	8.00	65.38	508.00	15555886.27	
5	-14721675.77	47.50	95	1.3	40	2.5	323.50	10671.40	506891.67	8.00	73.08	508.00	17821243.86	
6	-18927868.84	52.50	105	1.3	40	3.8	440.50	16739.36	878816.38	5.26	80.77	508.00	27954730.65	
7	-23134061.92	57.50	115	1.3	40	3.8	453.50	18684.28	1074346.19	5.26	88.46	508.00	31202750.10	
8	-27711652.10	60.00	120	1.3	40	3.8	460.00	19673.14	1180388.34	5.26	92.31	508.00	32854142.06	
9	-21657071.28	55.00	110	1.3	40	3.8	447.00	17706.35	973849.28	5.26	84.62	508.00	29589605.54	
10	-16180706.99	50.00	100	1.3	40	3.8	434.00	15783.32	789166.23	5.26	76.92	508.00	26358152.11	
11	-11318927.42	45.00	90	1	40	3.8	394.00	13593.38	611702.27	5.26	90.00	508.00	22700950.98	
12	-7058566.42	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	260468.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31	
13	-2881280.07	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	260468.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31	
14	623995.23	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	260468.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31	
15	3448266.65	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	260468.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31	
16	5596020.48	40.00	80	1.6	30	2.5	278.00	7039.06	281562.50	6.00	50.00	381.00	11755234.38	
17	7180395.57	42.50	85	1.6	30	2.5	286.00	7613.63	323579.17	6.00	53.13	381.00	12714757.84	
18	8092428.18	45.00	90	1.6	30	2.5	294.00	8201.57	369070.83	6.00	56.25	381.00	13696628.70	
19	8328846.62	47.50	95	1.6	30	2.5	302.00	8802.89	418137.50	6.00	59.38	381.00	14700834.21	
20	7898035.88	50.00	100	1.6	30	2.5	310.00	9417.58	470879.17	6.00	62.50	381.00	15727364.17	
21	8328846.62	47.50	95	1.6	30	2.5	302.00	8802.89	418137.50	6.00	59.38	381.00	14700834.21	
22	8092428.18	45.00	90	1.6	30	2.5	294.00	8201.57	369070.83	6.00	56.25	381.00	13696628.70	
23	7180395.57	42.50	85	1.6	30	2.5	286.00	7613.63	323579.17	6.00	53.13	381.00	12714757.84	
24	5596020.48	40.00	80	1.6	30	2.5	278.00	7039.06	281562.50	6.00	50.00	381.00	11755234.38	
25	3448266.65	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	260468.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31	
26	623995.23	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	260468.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31	
27	-2881280.07	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	260468.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31	
28	-7058566.42	40.00	80	1	30	2.5	230.00	6511.72	260468.75	6.00	80.00	381.00	10874570.31	
29	-11318927.42	45.00	90	1	40	3.8	394.00	13593.38	611702.27	5.26	90.00	508.00	22700950.98	
30	-16180706.99	50.00	100	1.3	40	3.8	434.00	15783.32	789166.23	5.26	76.92	508.00	26358152.11	
31	-21643905.14	55.00	110	1.3	40	3.8	447.00	17706.35	973849.28	5.26	84.62	508.00	29589605.54	
32	-27711652.10	60.00	120	1.3	40	3.8	460.00	19673.14	1180388.34	5.26	92.31	508.00	32854142.06	
33	-23134061.92	57.50	115	1.3	40	3.8	453.50	18684.28	1074346.19	5.26	88.46	508.00	31202750.10	
34	-18927868.84	52.50	105	1.3	40	3.8	440.50	16739.36	878816.38	5.26	80.77	508.00	27954730.65	
35	-14721675.77	47.50	95	1.3	40	2.5	323.50	10671.40	506891.67	8.00	73.08	508.00	15555886.27	
36	-10515482.69	42.50	85	1.3	40	2.5	310.50	9314.90	395883.33	8.00	65.38	508.00	13363340.00	
37	-6309289.62	37.50	75	1.3	40	2.5	297.50	8002.00	300075.00	8.00	57.69	508.00	11243810.26	
38	-2103096.54	32.50	65	1.3	40	2.5	284.50	6732.82	218816.67	8.00	50.00	508.00	10211528.13	
39	0.00	30.00	60	1.3	40	2.5	278.00	6114.69	183440.63	8.00	46.15	508.00	10211528.13	

Los miembros sometidos simultaneamente a esfuerzos de compresión axial y a esfuerzos de flexión, deben estar diseñados de manera que satisfagan las siguientes condiciones: (Manual I.M.C.A. sección 1.6.1)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{Cm_x fb_x}{\left(1 - \frac{f_a}{F'e_x}\right)Fb_x} + \frac{Cm_y fb_y}{\left(1 - \frac{f_a}{F'e_y}\right)Fb_y} \leq 1.0 \quad (\text{fm}1a \text{ 1.6-1a})$$

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} \leq 1.0 \quad (\text{fm}1a \text{ 1.6-1b})$$

Cuando  $f_a/F_a \leq 0.15$  podrá usarse la siguiente fórmula (1.6.2) en lugar de las anteriores (1.6-1a y 1.6-1b)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} \leq 1.0 \quad (\text{fm}1a \text{ 1.6.2})$$

Dado que algunos elementos de las ecuaciones ya se han calculado previamente, podemos re-escribirlas de la siguiente manera:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{Cm_x fb_x}{\left(1 - \frac{f_a}{F'e_x}\right)1670\text{kg/cm}^2} + \frac{Cm_y fb_y}{\left(1 - \frac{f_a}{F'e_y}\right)1898\text{kg/cm}^2} \leq 1.0 \quad (\text{fm}1a \text{ 1.6-1a})$$

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{fb_x}{1670\text{kg/cm}^2} + \frac{fb_y}{1898\text{kg/cm}^2} \leq 1.0 \quad (\text{fmia 1.6-1b})$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{fb_x}{1670\text{kg/cm}^2} + \frac{fb_y}{1898\text{kg/cm}^2} \leq 1.0 \quad (\text{fmia 1.6.2})$$

Esfuerzo permisible a compresión axial en ausencia de momento flexionante:

$$F_a = \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} [1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}] F_y$$

$$F_a = \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)^2}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}$$

(fmia. 1.5-1)

.....Siempre que  $Kl/r < C_c$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.1 \text{ para el acero A-36}$$

Si  $Kl/r > C_c$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2}$$

El esfuerzo de Euler deberá ser calculado para cada plano de acción de las cargas

$$F'e = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl_{b/rb})^2} = \frac{10499543}{(Kl_{b/rb})^2}$$

$C_m = 0.85$  Para miembros cuyos extremos están restringidos, en marcos sujetos a desplazamiento lateral (Manual I.Ni.C.A. pág. 146-147).

Con los datos anteriores podemos re-escribir nuevamente las fórmulas:

$$F_a = \frac{0.85 f_b}{F_{e_x}} + \frac{f_b}{(1 - \frac{f_b}{F_{e_x}}) 1670 \text{kg/cm}^2} \leq 1.0 \quad (\text{fmia 1.6-1a})$$

$$\frac{f_b}{1520} + \frac{f_b}{1670 \text{kg/cm}^2} \leq 1.0 \quad (\text{fmia 1.6-1b})$$

$$F_a = \frac{f_b}{1670 \text{kg/cm}^2} + \frac{f_b}{2530} \leq 1.0 \quad (\text{fmia 1.6.2})$$

$$F_a = \frac{(Kl/r)^2}{31802} [1 - \frac{(Kl/r)^2}{2530}] \leq 1.0 \quad (\text{fmia. 1.5-1})$$

$$\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{1009} - \frac{(Kl/r)^3}{16041141} \leq 1.0$$

.....Siempre que  $Kl/r < C_c$

Si  $Kl/r > C_c$

$$F_a = \frac{10499543}{(Kl/r)^2}$$

En la siguiente página se muestra la tabla donde se revisan los elementos del marco por flexo-compresión:

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES DEFORMADAS  
REVISIÓN DE LAS SECCIONES POR FLEXO-COMPRESIÓN

SECC	REQUERIMIENTOS				SECCION PROPUESTA						ESPESORES COMBINADOS					
	N	N	r	L	K/t	F <sub>o</sub>	F <sub>c</sub>	AREA	I <sub>x</sub>	I	f <sub>a</sub>	f <sub>b</sub>	PURLA	PURLA	RESISTENCIA	
	kg/cm	kg	cm	cm.		kg/cm2	kg/cm2	cm2	I/c	cm4	kg/cm2	kg/cm2	< I	< I	NOBINAL	
1	-2103096.54	33442.48	27.73	50	1.17	1514.77	7645427.98	284.50	6732.82	218816.67	117.55	312.36	0.24	0.26	11243810.26	
2	-6309289.62	33442.48	31.76	100	2.05	1512.28	2506608.61	297.50	8002.00	300075.00	112.41	788.46	0.48	0.55	1336330.40	
3	-10515482.69	33442.48	35.71	100	1.82	1512.93	3168467.79	310.50	9314.90	395883.33	107.71	1128.89	0.65	0.75	1555888.27	
4	-14721675.77	33442.48	39.58	100	1.64	1513.44	3893897.81	323.50	10671.40	506891.67	103.38	1379.54	0.77	0.89	17821243.86	
5	-18927868.84	33442.48	44.67	100	1.46	1513.97	4957878.90	440.50	16739.36	878816.38	75.92	1130.74	0.63	0.73	27954730.65	
6	-23114061.92	33442.48	48.67	100	1.34	1514.31	5887225.05	453.50	18684.28	1074346.19	73.74	1238.16	0.68	0.79	31202750.10	
7	-27111852.10	33442.48	50.66	100	1.28	1514.45	6376916.96	460.00	19673.14	1180388.34	72.70	1408.60	0.77	0.89	32854142.06	
8	-21657071.28	46641.00	46.68	239	3.33	1508.52	947833.62	447.00	17706.35	97389.28	104.34	1223.12	0.69	0.80	29569605.04	
9	-15180706.99	46581.71	42.64	239	3.64	1507.57	791091.37	434.00	15783.32	789166.23	107.33	1025.18	0.59	0.68	26358152.11	
10	-11318927.42	46808.77	39.40	239	3.94	1506.66	675447.74	394.00	13593.38	611702.27	118.30	832.68	0.50	0.58	22700950.98	
11	-7058566.42	46608.77	33.65	239	4.62	1504.60	492692.18	230.00	6511.72	260468.75	202.65	1083.98	0.69	0.78	10874570.31	
12	-2881280.07	46145.83	33.65	253	4.89	1503.76	439673.64	230.00	6511.72	260468.75	200.63	442.48	0.36	0.40	10874570.31	
13	-3448266.65	46139.86	33.65	253	4.89	1503.76	439673.64	230.00	6511.72	260468.75	200.61	95.83	0.18	0.19	10874570.31	
14	-3448266.65	46144.78	33.65	253	4.89	1503.76	439673.64	230.00	6511.72	260468.75	200.63	529.55	0.40	0.45	10874570.31	
15	5596020.48	46144.78	31.82	253	5.17	1502.88	393217.34	278.00	7039.06	281562.50	165.99	795.00	0.52	0.59	11755234.38	
16	7180395.57	46070.54	33.64	252	4.87	1503.81	442748.52	286.00	7613.63	323579.17	161.09	943.10	0.59	0.67	12714757.84	
17	8092428.18	46070.67	35.43	252	4.62	1504.58	491252.75	294.00	8201.57	369070.83	156.70	986.69	0.61	0.69	13696628.70	
18	8328846.62	46071.51	37.21	252	4.40	1505.26	541819.68	302.00	8802.89	418137.50	152.55	946.15	0.58	0.67	14700834.21	
19	789035.88	46071.65	37.21	252	4.40	1505.26	541819.68	302.00	8802.89	418137.50	152.56	897.21	0.56	0.64	14700834.21	
20	789035.88	46071.65	38.97	252	4.20	1505.87	594415.85	310.00	9417.58	470879.17	148.62	838.65	0.53	0.60	1527384.17	
21	8328846.62	46071.51	37.21	252	4.40	1505.26	541819.68	302.00	8802.89	418137.50	152.55	946.15	0.58	0.67	14700834.21	
22	8092428.18	46070.67	35.43	252	4.62	1504.58	491252.75	294.00	8201.57	369070.83	156.70	986.69	0.61	0.69	13696628.70	
23	7180395.57	46070.54	33.54	252	4.87	1503.81	442748.52	286.00	7613.63	323579.17	161.09	943.10	0.59	0.67	12714757.84	
24	5596020.48	46144.78	31.82	253	5.17	1502.88	393217.34	278.00	7039.06	281562.50	165.99	795.00	0.52	0.59	11755234.38	
25	3448266.65	46144.78	33.65	253	4.89	1503.76	439673.64	230.00	6511.72	260468.75	200.63	529.55	0.40	0.45	10874570.31	
26	62395.23	46139.86	33.65	253	4.89	1503.76	439673.64	230.00	6511.72	260468.75	200.61	95.83	0.18	0.19	10874570.31	
27	-2881280.07	46145.83	33.65	253	4.89	1503.76	439673.64	230.00	6511.72	260468.75	200.63	442.48	0.36	0.40	10874570.31	
28	-7058566.42	46608.77	33.65	239	4.62	1504.60	492692.18	230.00	6511.72	260468.75	202.65	1083.98	0.69	0.78	10874570.31	
29	-11318927.42	46608.77	39.40	239	3.94	1506.66	675447.74	394.00	13593.38	611702.27	118.30	832.68	0.50	0.58	22700950.98	
30	-16180706.99	46608.77	42.64	239	3.64	1507.57	791091.37	434.00	15783.32	789166.23	107.33	1025.18	0.59	0.68	26358152.11	
31	-21643905.14	46607.73	46.68	239	3.33	1508.52	947833.62	447.00	17706.35	97389.28	104.27	1222.38	0.69	0.80	29569605.04	
32	-27111852.10	33427.07	50.66	100	1.28	1514.45	6376916.96	460.00	19673.14	1180388.34	72.67	1408.60	0.77	0.89	32854142.06	
33	-23114061.92	33442.48	48.67	100	1.34	1514.31	5887225.05	453.50	18684.28	1074346.19	73.74	1238.16	0.68	0.79	31202750.10	
34	-18927868.84	33442.48	44.67	100	1.46	1513.97	4957878.90	440.50	16739.36	878816.38	75.92	1130.74	0.63	0.73	27954730.65	
35	-14721675.77	33442.48	39.58	100	1.64	1513.44	3893897.81	323.50	10671.40	506891.67	103.38	1379.54	0.77	0.89	17821243.86	
36	-10515482.69	33442.48	35.71	100	1.82	1512.93	3168467.79	310.50	9314.90	395883.33	107.71	1128.89	0.65	0.75	1555888.27	
37	-6309289.62	33442.48	31.76	100	2.05	1512.28	2506608.61	297.50	8002.00	300075.00	112.41	788.46	0.48	0.55	1336330.40	
38	-2103096.54	33442.48	27.73	50	1.17	1514.77	7645427.98	284.50	6732.82	218816.67	117.55	312.36	0.24	0.26	11243810.26	



K es el factor de longitud efectiva, tomado de la tabla que se muestra en el apéndice I, página 7A. En nuestro caso: dado que es un marco rígido se ha supuesto cada elemento emprotrado respecto al anterior y al siguiente por lo que la tabla nos da un valor de  $K = 0.65$ .

Es evidente que el diseño es adecuado, ya que en las columnas destinadas a las formulas 1.6-1a y 1.6-1b ningún valor sobre-pasa el límite de 1.0 establecido por las fórmulas.

#### Diseño del sistema de contraventeo

El sistema de contraventeo contempla el análisis de una estructuración virtual tipo armadura, determinada por las varillas diagonales, y los puntales perpendiculares al plano del marco (ver página 38), dada la sencillez de análisis tampoco se profundizará en este tema. Para el diseño de los puntales se utilizara el mas desfavorable, y para las varillas de contraviento se diseñarán por tensión simple cada uno de sus elementos. Las cargas de diseño se muestran en el plano TD-10 de la siguiente página.

Puntal

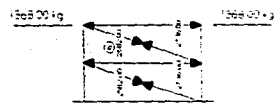
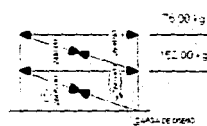
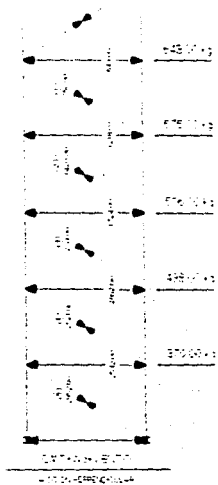
Seccion 2CF 254-14

$$P = 2760.00 \text{ kg } \downarrow$$

$$\text{Área} = 8.63 \times 2 = 17.26 \text{ cm}^2$$

$$f_a = P/A = 160.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1.00$$



ELEVACIONES

VER ELEVACIONES ANTERIORES

PLAN DE TRABAJO COLUMNA DE CEMENTO	
CANTIDAD DE CEMENTO 1500 kg	CANTIDAD DE HIERRO 100 kg
FECHA DE EJECUCION 15/10/2010	FECHA DE ENTREGA 15/10/2010

$$L = 1000 \text{ cm}$$

$$r_x = 8.00 \text{ cm}$$

$$r_y = 6.10 \text{ cm}$$

$$I_x = 919.90 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 537.80 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 88.80 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 70.60 \text{ cm}^3$$

Datos obtenidos del manual para constructores de "Aceros Monterrey", 1965, páginas 206 y 207.

$$KL/r_x = 125 < C_c = 126.1 \checkmark$$

$$KL/r_y = 164 > C_c = 126.1 \times$$

$$F_{ax} = 660.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ay} = 390.40 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Rige}$$

$$F_{ay} = 390.40 \text{ kg/cm}^2 > f_a = 160.00 \text{ kg/cm}^2 \checkmark$$

La sección es adecuada:

**Puntal**

**2CF 254-14 (Sección definitiva)**

Varilla de contraviento

No. 1

Sección: OS 13

Esfuerzo permisible a tensión:

$$F_t = 0.60F_y = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 750.00 \text{ kg} \hat{u}$$

$$\text{Área}_{OS 13} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$f_t = P/A = 592.00 \text{ kg/cm}^2 < F_t \checkmark$$

La sección es adecuada  
**Varilla de contraviento**  
**OS 13 (Sección definitiva)**

Varilla de contraviento

No. 2

Sección: OS 16

Esfuerzo permisible a tensión:

$$F_t = 0.60F_y = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 1420.00 \text{ kg } \hat{t}$$

$$\text{Área}_{OS 16} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$f_t = P/A = 718.00 \text{ kg/cm}^2 < F_t \checkmark$$

La sección es adecuada

**Varilla de contraviento**  
**OS 16 (Sección definitiva)**

Varilla de contraviento

No. 3

Sección: OS 19

Esfuerzo permisible a tensión:

$$F_t = 0.60F_y = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 2011.00 \text{ kg } \hat{t}$$

$$\text{Área}_{OS 19} = 2.850 \text{ cm}^2$$

$$f_t = P/A = 706.00 \text{ kg/cm}^2 < F_t \checkmark$$

La sección es adecuada

**Varilla de contraviento**  
**OS 19 (Sección definitiva)**

Varilla de contraviento

No. 4

Sección: OS 19

Esfuerzo permisible a tensión:

$$F_t = 0.60F_y = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 2521.00 \text{ kg } \uparrow$$

$$\text{Área}_{OS 19} = 2.850 \text{ cm}^2$$

$$f_t = P/A = 885.00 \text{ kg/cm}^2 < F_t \checkmark$$

La sección es adecuada

**Varilla de contraviento****OS 19 (Sección definitiva)**

Varilla de contraviento

No. 5

Sección: OS 25

Esfuerzo permisible a tensión:

$$F_t = 0.60F_y = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 2952.00 \text{ kg } \uparrow$$

$$\text{Área}_{OS 25} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$f_t = P/A = 583.00 \text{ kg/cm}^2 < F_t \checkmark$$

La sección es adecuada

**Varilla de contraviento****OS 25 (Sección definitiva)**

Varilla de contraviento

No. 6

Sección: OS 25

**Esfuerzo permisible a tensión:**

$$F_t = 0.60F_y = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 2582.00 \text{ kg } \hat{u}$$

$$\text{Área}_{OS 25} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$f_t = P/A = 510.00 \text{ kg/cm}^2 < F_t \checkmark$$

La sección es adecuada

**Varilla de contraviento**

**OS 25 (Sección definitiva)**

Varilla de contraviento

No. 7

Sección: OS 25

**Esfuerzo permisible a tensión:**

$$F_t = 0.60F_y = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 2805.00 \text{ kg } \hat{u}$$

$$\text{Área}_{OS 25} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$f_t = P/A = 514.00 \text{ kg/cm}^2 < F_t \checkmark$$

La sección es adecuada

**Varilla de contraviento**

**OS 25 (Sección definitiva)**

Varilla de contraflambee

Sección: OS 13

**Esfuerzo permisible a tensión:**

$$F_t = 0.60F_y = 1520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 40 \times 3 \text{ kg} = 120.00 \text{ kg } \hat{u}$$

$$\text{Área}_{OS 25} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$f_t = P/A = 95.00 \text{ kg/cm}^2 < F_t \checkmark$$

La sección es adecuada

**Varilla de contraflambéo**

**OS 13 (Sección definitiva)**

#### Riostras

Las riostras cumplen con al misión de impedir el pandeo lateral del patin inferior, y su diseño solo está regido por la relación de esbeltez (Manual del I.M.C.A., sección 1.8.4):

Elementos a compresión  $kl / r < 200$

Elementos de arriostramiento lateral a Tensión  $l / r < 300$

Dado que los elementos tendrán apoyo articulados el valor de k (Factor de longitud efectiva) para la primera expresión será de 1.00

podemos despejar ambas expresiones para facilitar el prcedimiento de donde:

$$r > kl / 200$$

$$r > l / 300$$

Los resultados de la evaluación de las expresiones anteriores se muestran en la página-94, así como los perfiles seleccionados

#### Revisión por cortante

La revisión por esfuerzo cortante que determina la inclusión o nó de atiesadores, se define de acuerdo a la relación presentada en el manual del I.M.C.A., sección 1.10.2 Alma y sección 1.10.5 Atiesadores, páginas 151 a 153.

SECCIONES PARA RIOSTRAS					
Secc	RADIOS MÍNIMOS				Sección propuesta I.M.C.A. Perfil L1
	d cm.	L cm.	Compresión r mín cm	Tensión r mín cm	
1	60.00	84.85	0.42	0.28	Base columna
2	65.00	91.92	0.46	0.31	Muro
3	75.00	106.07	0.53	0.35	Muro
4	85.00	120.21	0.60	0.40	6 x 32
5	95.00	134.35	0.67	0.45	6 x 38
6	105.00	148.49	0.74	0.49	5 x 51
7	115.00	162.63	0.81	0.54	5 x 51
8	120.00	169.71	0.85	0.57	5 x 51
9	110.00	155.56	0.78	0.52	5 x 51
10	100.00	141.42	0.71	0.47	6 x 38
11	90.00	127.28	0.64	0.42	6 x 38
12	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
13	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
14	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
15	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
16	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
17	85.00	120.21	0.60	0.40	6 x 32
18	90.00	127.28	0.64	0.42	6 x 38
19	95.00	134.35	0.67	0.45	6 x 38
20	100.00	141.42	0.71	0.47	6 x 38
21	95.00	134.35	0.67	0.45	6 x 38
22	90.00	127.28	0.64	0.42	6 x 38
23	85.00	120.21	0.60	0.40	6 x 32
24	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
25	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
26	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
27	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
28	80.00	113.14	0.57	0.38	6 x 32
29	90.00	127.28	0.64	0.42	6 x 38
30	100.00	141.42	0.71	0.47	6 x 38
31	110.00	155.56	0.78	0.52	5 x 51
32	120.00	169.71	0.85	0.57	5 x 51
33	115.00	162.63	0.81	0.54	5 x 51
34	105.00	148.49	0.74	0.49	5 x 51
35	95.00	134.35	0.67	0.45	6 x 38
36	85.00	120.21	0.60	0.40	Muro
37	75.00	106.07	0.53	0.35	Muro
38	65.00	91.92	0.46	0.31	Base columna



Si la siguiente expresión se cumple, no es necesario utilizar atiesadores transversales:

$$d/t_w < (984000 / \sqrt{F_y(F_y + 1160)}) \quad (\text{sección 1.10.2})$$

Si el esfuerzo cortante no excede el valor dado por la siguiente formula no se colocarán pares de atiesadores (sección 1.10.5.2).

$$F_v = (F_y / 2.89) C_v < 0.40 F_y \quad (\text{fórmula 1.10-1})$$

con:

$$C_v = 3160000 k / F_y (h/t)^2, \text{ usar cuando } C_v \leq 0.8$$

$$C_v = [1590 / (h/t)] [1 / \sqrt{k / F_y}], \text{ usar cuando } C_v > 0.8$$

Los resultados obtenidos de la revisión por cortante se muestran en la página siguiente, con lo que damos por concluido el análisis estructural.

REVISIÓN POR CORTANTE

SECCIÓN PROPUESTA

Secc	ALMA		AREA ALMA cm <sup>2</sup>	d / tw < 200 secc: 1.10.5.3 < 322 secc: 1.10.2	V kg	fv kg/cm <sup>2</sup>	ah	ah < 1.0 Fv < 0.40 Fv (1012 kg/cm <sup>2</sup> )				ah > 1.0 Fv < 0.40 Fv (1012 kg/cm <sup>2</sup> )				Fv Definitivo kg/cm <sup>2</sup>		
	d cm.	tw cm.						Cv < 0.8	Fv Cv < 0.8	Cv > 0.8	Fv Cv > 0.8	Cv < 0.8	Fv Cv < 0.8	Cv > 0.8	Fv Cv > 0.8			
1	60	1.3	78.00	46	42009.45	530.50	16.67	4.02	2.36	2063.06	1.37	1202.05	5.36	3.14	2748.43	1.50	1387.42	1012.00
2	65	1.3	84.50	50	42009.45	497.15	15.38	4.02	2.01	1759.35	1.27	1110.05	5.36	2.68	2342.95	1.46	1280.99	1012.00
3	75	1.3	97.50	58	42009.45	430.07	13.33	4.03	1.51	1323.92	1.10	962.93	5.36	2.01	1761.65	1.27	1110.77	1012.00
4	85	1.3	110.50	65	42009.45	300.18	11.76	4.04	1.18	1032.92	0.97	850.55	5.37	1.57	1373.17	1.12	900.00	900.00
5	95	1.3	123.50	73	42009.45	340.18	10.53	4.05	0.95	828.88	0.87	761.92	5.36	1.26	1100.77	1.00	870.00	870.00
6	105	1.3	136.50	81	42009.45	307.70	9.52	4.06	0.78	680.30	0.79	690.27	5.36	1.03	902.42	0.91	795.01	795.01
7	115	1.3	149.50	88	42009.45	291.00	8.70	4.07	0.65	568.78	0.72	631.15	5.36	0.86	753.53	0.83	726.47	726.47
8	120	1.3	156.00	92	42021.71	270.70	8.23	4.08	0.60	523.17	0.69	605.32	5.40	0.79	692.65	0.80	690.50	690.50
9	110	1.3	143.00	85	26604.71	170.54	8.33	4.08	0.86	749.02	0.83	724.29	5.36	0.94	822.91	0.87	759.17	759.17
10	100	1.3	130.00	77	24198.90	100.22	9.09	4.06	0.71	620.74	0.75	659.36	5.36	1.14	994.16	0.95	834.44	834.44
11	90	1	90.00	90	21622.05	100.32	10.00	4.05	0.86	749.02	0.83	724.29	5.36	1.05	916.70	0.92	801.27	801.27
12	80	1	80.00	80	19103.13	212.20	11.11	4.04	0.62	545.80	0.71	618.28	5.37	0.83	725.22	0.81	712.00	712.00
13	80	1	80.00	80	17831.87	222.90	12.50	4.03	0.79	689.23	0.79	694.78	5.37	1.05	916.70	0.92	801.27	801.27
14	80	1	80.00	80	15178.47	189.73	12.50	4.03	0.79	689.23	0.79	694.78	5.37	1.05	916.70	0.92	801.27	801.27
15	80	1	80.00	80	12488.82	156.11	12.50	4.03	0.79	689.23	0.79	694.78	5.37	1.05	916.70	0.92	801.27	801.27
16	80	1	80.00	80	9817.25	122.72	12.50	4.03	0.79	689.23	0.79	694.78	5.37	1.05	916.70	0.92	801.27	801.27
17	85	1.6	136.00	53	7609.70	59.45	12.50	4.03	2.02	1764.43	1.27	1111.05	5.37	2.68	2346.75	1.46	1202.03	1012.00
18	90	1.6	144.00	56	4946.24	36.37	11.76	4.04	1.79	1564.66	1.20	1046.83	5.37	2.38	2080.06	1.30	1206.99	1012.00
19	95	1.6	152.00	59	2268.02	15.76	11.11	4.04	1.60	1397.25	1.13	989.24	5.37	2.12	1856.58	1.30	1140.31	1012.00
20	100	1.6	160.00	63	3038.50	19.99	10.53	4.05	1.43	1255.58	1.07	937.75	5.36	1.90	1667.44	1.23	1080.66	1012.00
21	95	1.6	152.00	59	3038.50	18.89	10.00	4.05	1.30	1134.62	1.02	891.43	5.36	1.72	1505.95	1.17	1027.00	1012.00
22	90	1.6	144.00	53	2268.02	14.82	10.53	4.05	1.43	1255.58	1.07	937.75	5.36	1.90	1667.44	1.23	1080.66	1012.00
23	85	1.6	136.00	56	4946.24	34.36	11.11	4.04	1.79	1564.66	1.20	1046.83	5.37	2.12	1856.58	1.30	1140.31	1012.00
24	80	1.6	128.00	50	7609.70	56.96	11.76	4.04	1.79	1564.66	1.20	1046.83	5.37	2.38	2080.06	1.30	1206.99	1012.00
25	80	1	80.00	80	9817.25	70.70	12.50	4.03	2.02	1764.43	1.27	1111.05	5.37	2.68	2346.75	1.46	1282.03	1012.00
26	80	1	80.00	80	12488.82	156.11	12.50	4.03	0.79	689.23	0.79	694.78	5.37	1.05	916.70	0.92	801.27	801.27
27	80	1	80.00	80	15178.47	189.73	12.50	4.03	0.79	689.23	0.79	694.78	5.37	1.05	916.70	0.92	801.27	801.27
28	80	1	80.00	80	17831.87	222.90	12.50	4.03	0.79	689.23	0.79	694.78	5.37	1.05	916.70	0.92	801.27	801.27
29	80	1	80.00	80	19103.13	230.79	12.50	4.03	0.79	689.23	0.79	694.78	5.37	1.05	916.70	0.92	801.27	801.27
30	100	1.3	130.00	77	21622.05	100.25	11.11	4.04	0.62	545.80	0.71	618.28	5.37	0.83	725.22	0.81	712.00	712.00
31	110	1.3	143.00	85	24142.98	105.72	10.00	4.05	0.86	749.02	0.83	724.29	5.36	1.14	994.16	0.95	834.44	834.44
32	120	1.3	156.00	92	26662.95	100.45	9.09	4.06	0.71	620.74	0.75	659.36	5.36	0.94	822.91	0.87	759.17	759.17
33	115	1.3	149.50	88	42021.71	200.37	8.33	4.08	0.60	523.17	0.69	605.32	5.40	0.79	692.65	0.80	690.50	690.50
34	105	1.3	136.50	81	42009.45	281.00	8.70	4.07	0.65	568.78	0.72	631.15	5.36	0.86	753.53	0.83	726.47	726.47
35	95	1.3	123.50	73	42009.45	307.70	9.52	4.06	0.78	680.30	0.79	690.27	5.36	1.03	902.42	0.91	795.01	795.01
36	85	1.3	110.50	65	42009.45	340.18	10.53	4.05	0.95	828.88	0.87	761.92	5.36	1.26	1100.77	1.00	870.00	870.00
37	75	1.3	97.50	58	42009.45	300.18	11.76	4.04	1.18	1032.92	0.97	850.55	5.37	1.57	1373.17	1.12	900.00	900.00
38	65	1.3	84.50	50	42009.45	430.07	13.33	4.03	1.51	1323.92	1.10	962.93	5.36	2.01	1761.65	1.27	1110.77	1012.00
39	60	1.3	78.00	46	42009.45	497.15	15.38	4.02	2.01	1759.35	1.27	1110.05	5.36	2.68	2342.95	1.46	1280.99	1012.00

**CAPITULO IV**  
**DISEÑO DE CONEXIONES Y PLANOS ESTRUCTURALES**

**Diseño de conexiones:**

**Placa Base**

El procedimiento de Diseño por Esfuerzos Permisibles, ASD ("Allowable Stress Design", 1989) para el diseño de la placa base es el indicado en el "Manual de construcción en acero", del A.I.S.C. (American Institute of Steel Construction, Inc.) volumen I, ASD (Octava edición), Parte 3, Diseño de Columnas, página-99, Placas base para Columnas, Procedimiento de diseño y volumen II, Conexiones, ASD (Novena edición) / LRFD (Diseño por Factor de Carga y Resistencia, "Load and Resistance Factor Design", 1992, Primera edición), sección 6, página-12, del que se respeta la nomenclatura y cuyas fórmulas son:

Para obtener el espesor de la placa con valores de m y n muy pequeños:

$$t_p = \sqrt{\frac{3(b_f - t_w)^2 F_p}{4(1 + 3.2 \alpha)^2 F_b}}$$

**3-99.1**

donde:

$$\alpha = \frac{b_f - t_w}{2(d - 2t_f)} \quad 3-99.1a$$

Por facilidad se pueden re-escribir:

$$t_p = 2n' \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad 3-99.2$$

donde:

$$n' = \frac{b_f - t_w}{2} \sqrt{\frac{t}{1 + 3.2 \alpha^3}} \quad 3-99.2a$$

Considerando:

Propiedades de la sección:

$$d = 60.00 \text{ cm.}$$

$$t_w = 1.30 \text{ cm.}$$

$$b_f = 40.00 \text{ cm.}$$

$$t_f = 2.50 \text{ cm.}$$

Área total de la sección transversal del apoyo de concreto:

$$A_2 = 80.00 \text{ cm.} \times 60.00 \text{ cm.} = 4800.00 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal a compresión del concreto:

$$f'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$$

Carga total por columna:

$$P = 31303.00 \text{ kg.}$$

Esfuerzo permisible a flexión en la placa base:

$$F_b = 0.75 F_y = 1898.00 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo permisible en el apoyo:**

$$F_p = 0.35 f'_c = 88.00 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo de trabajo:**

$$f_p = P/(B \times N) = 11.11 \text{ kg/cm}^2$$

**Dimensión equivalente en voladizo de la placa base:**

$$n' = 18.13 \text{ cm.}$$

**Se tiene:**

**Área de la placa:**

$$A_{1(\text{PROPUESTA})} = 64.00 \text{ cm.} \times 44.00 \text{ cm.} = 2816.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{1(\text{CALCULADA})} = (1/A_2)(P/0.35f'_c)^2 = 26.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{1(\text{CALCULADA})} = P/0.7f'_c = 178.90 \text{ cm}^2 \quad (\text{Rige})$$

$$\Delta = 0.5((0.95 \cdot d) - (0.80 \cdot b_f)) = 12.50 \text{ cm.}$$

$$N_{\text{MIN}(\text{CALCULADA})} = \sqrt{A_1} + \Delta = 6.92 \text{ cm.}$$

$$N_{\text{PROPUESTA}} = 64.00 \text{ cm.} \quad (\text{Rige})$$

$$B_{\text{MIN}(\text{CALCULADA})} = A_1/N = 6.92 \text{ cm.}$$

$$B_{\text{PROPUESTA}} = 44.00 \text{ cm.} \quad (\text{Rige})$$

**Espesor de la placa base:**

$$t_p = 2.50 \text{ cm.}$$

**Usase: PL 25 x 44 x 64 (mm.)**

#### **Ancias**

Dado que no hay acciones que provoquen tensión en las anclas, éstas serán diseñadas a cortante para obtener el área de acero, (Manual

IMCA, sección 1.5.1.2) y por anclaje mínimo para determinar su longitud (Reglamento ACI 349) de donde tenemos:

$$F_v = 0.40 F_y = 1012.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = 43628.00 \text{ kg}$$

$$P_{V \text{ C/ANCLA}} = V/B = 5453.50 \text{ kg.}$$

$$A_{REQ} = V / F_v = 43.11 \text{ cm}^2 \cong 44.00 \text{ cm}^2$$

Proponemos:

**8 anclas**

$$A_{NETA \text{ REQ. POR ANCLA}} = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{NETO \text{ REQUERIDO}} = 2 \sqrt{A_s/\pi} = 2.65 \text{ cm}$$

$$\phi_{NETO \text{ OS } 32} = 2.70 \text{ cm}$$

$$A_{NETA \text{ OS } 32} = 5.73 \text{ cm}^2$$

Longitud de desarrollo (ACI-349)

$$L = 12d = 12 \times 2.70 \text{ cm.} = 32.40 \text{ cm.} \cong 35.00 \text{ cm.}$$

Dado que el dobléz mínimo  $L_n$  depende de los esfuerzos a tensión y en nuestro caso no los hay, se considerará un dobléz mínimo en las varillas de 10.00 cm. por especificaciones del AISC.

La distancia mínima al paño del dado es de  $5d = 13.50 \text{ cm.}$

**Usense: 8 anclas OS 32 (mm.)**

Los resultados obtenidos para la longitud de desarrollo de las anclas con el Reglamento AISC, son distintos de los proporcionados por las NTC-DCEC (Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto) Sección 3.1.1 c:

La carga de trabajo sobre el dado es de:

$$P = 31303.00 \text{ kg.}$$

Carga por ancla:

$$P_{C/ANCLA} = P/8 = 3912.88 \text{ kg.}$$

El esfuerzo de trabajo a compresión para cada ancla es:

$$f_p = (P/8) / (A_{NETA \text{ OS } 32} = A_s) = 682.88 \text{ kg/cm}^2$$

Cuando no hay esfuerzos de Tensión en los apoyos, el esfuerzo de trabajo a tensión para cada ancla es:

$$f_t = 0.60 f_p = 409.73 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a tensión:

$$F_t = 0.45 F_y = 1139.00 \text{ kg/cm}^2 > f_t \checkmark$$

Longitud de desarrollo para anclas con doblez:

$$L_{db} = 0.076 [(d_b F_y) / \sqrt{f'_c}] \geq 8 d_b \geq 15 \text{ cm.}$$

Longitud de desarrollo para anclas con doblez fabricadas en acero redondo liso OS A-36:

$$L_{db \text{ A-36}} = 0.152 [(d_b F_y) / \sqrt{f'_c}] \geq 16 d_b \geq 30 \text{ cm.}$$

$$L_{db \text{ A-36}} = 65.68 \text{ cm.} \geq 43.20 \text{ cm.} \geq 30.00 \text{ cm.} \checkmark$$

$$L_{db \text{ A-36}} \equiv 70.00 \text{ cm.} \quad (\text{Rige})$$

Longitud del doblez, a 90°:

$$L_h = 12 d_b = 32.40 \text{ cm.}$$

$$L_h \equiv 35.00 \text{ cm.} \quad (\text{Rige})$$

El procedimiento de las NTC-DCEC para diseñar las anclas arroja valores más altos, pues aún cuando el edificio no provoca Tensiones en dichos elementos, estas Normas consideran la posibilidad de que se

presenten. En función de lo anterior es conveniente dar prioridad al diseño obtenido con las mismas.

Longitud de cuerda:

$$L_{\text{AGARRE}} = t_p + 1.5 d_b = 2.50 \text{ cm.} + 4.80 \text{ cm.} = 7.30 \text{ cm.}$$

$$L_{\text{AGARRE}} \cong 7.50 \text{ cm.}$$

**Usense: 8 anclas OS 32 x 775 x 400 (mm.)**

**Diseño de soldaduras**

Utilizando las especificaciones sobre Uniones Soldadas del Manual IMCA, volumen II, y...

Considerando:

Propiedades de la sección:

$$d = 60.00 \text{ cm.}$$

$$t_w = 1.30 \text{ cm.}$$

$$b_f = 40.00 \text{ cm.}$$

$$t_f = 2.50 \text{ cm.}$$

$$t_p = 2.50 \text{ cm.}$$

$$\phi_{\text{ANCLAS OS 32}} = 3.20 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{NOMINAL BARRENOS}} = \phi_{\text{ANCLAS OS 32}} + 3 \text{ mm.} = 3.50 \text{ cm.}$$

**Separación mínima entre barrenos**

(IMCA, Vol. I secc. 1.16.4):

$$Sep_{\text{MIN}} > 3\phi > (2P_{V \text{ C/ANCLA}} / F_u t_p) + d/2$$

$$P_{V \text{ C/ANCLA}} = 5453.50 \text{ kg.}$$

$$F_u = 4080.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{IMCA, Vol. II, secc. 1.16.4.1})$$



$Sep_{MIN} > 9.60 \text{ cm.} > 2.68 \text{ cm.}$

$Sep_{MIN} = 10.00 \text{ cm.}$

Distancia mínima al borde:

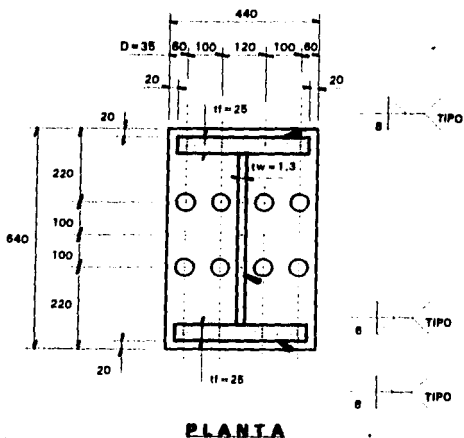
(IMCA, Vol. I secc. 1.16.5):

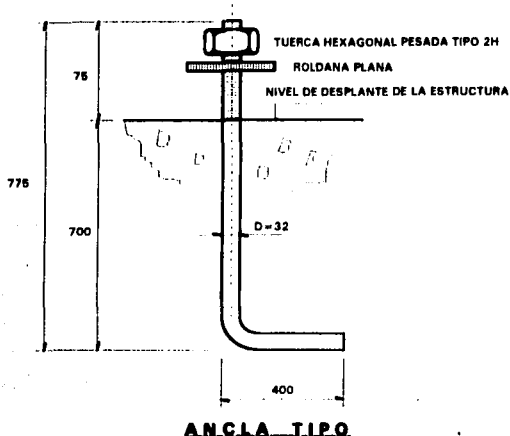
$Dist_{MIN} \text{ AL BORDE} > 2P_{C/ANCLA} / F_u t_p = 10.80 \text{ mm.}$

$Dist_{MIN} \text{ AL BORDE} > \text{Valor Tabla 1.16.5.1 IMCA} = 57.00 \text{ mm.}$

$Dist_{MIN} \text{ AL BORDE} = 60.00 \text{ mm.}$

El diseño de la placa base queda:





Acotaciones en milímetros

#### Rodilla

En sí, el diseño de todas las conexiones restantes del marco se efectúa siguiendo los mismos principios básicos que se utilizarán en éste caso, obtenidos de los manuales AISC - ASD/LRFD, IMCA y RCDF - NTC.DCEM en las secciones correspondientes a conexiones soldadas y atornilladas. El procedimiento siguiente trata de seguir los pasos indicados en el manual AISC - ASD/LRFD en el capítulo 4, "Moment connections", 1ª Edición, página 27 y siguientes, lo que nos permitirá diseñar simultáneamente placas, soldadura y tornillería. Por lo general el diseño de las conexiones de rodilla está controlado por consideraciones de cortante y momento.

Considerando:

Momento máximo en la rodilla (nodo 8)

$$M_{(8)} = 27711652.10 \text{ kg cm}$$

Cortante máximo en la rodilla (nodo 8)

$$V_{(8)} = 26604.71 \text{ kg}$$

Carga Axial máxima en la rodilla (nodo 8)

$$N_{(8)} = 46641.00 \text{ kg}$$

Propiedades de la sección:

$$d = 120.00 \text{ cm.}$$

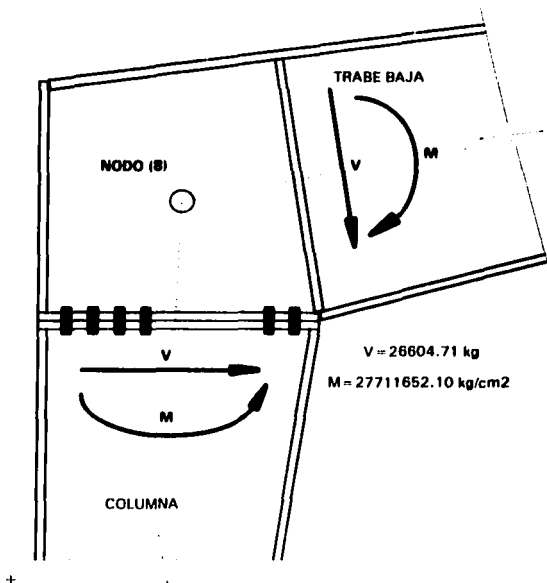
$$t_w = 1.30 \text{ cm.}$$

$$b_f = 40.00 \text{ cm.}$$

$$t_f = 3.80 \text{ cm.}$$

Empezaremos por diseñar las placas de conexión, que para facilitar el montaje se colocarán en posición horizontal sobre el extremo superior de la columna:

En el siguiente diagrama se muestran los elementos mecánicos de momento flexionante y fuerza cortante, que actúan sobre nuestro elemento, así como las direcciones de su acción. Es posible que la magnitud de la fuerza cortante sumada a la fuerza resultante de la descomposición del momento para aplicarlo en cada patín hagan necesaria la colocación de atiesadores.



### DETALLE DE CONEXION DE LA RODILLA.

En la figura anterior se muestra la localización de uno de los atlesadores mencionados, y es posible que se requiera de otro perpendicular al centro de la placa de conexión.

Se determinará el esfuerzo máximo en la sección cosiderando una combinación de esfuerzos axiales y de flexión:

Resolviendo la conexión por aplastamiento:

$$f_{\text{MAX (B)}} = (N / A) + (Mc / I) = 1510.00 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$N = 46641.00 \text{ kg.}$$

$$A = 460.00 \text{ cm}^2$$

$$M = 27711652.10 \text{ kg cm.}$$

$$c = 60.00 \text{ cm.}$$

$$I = 1180388.34 \text{ cm}^4$$

Obtenemos un momento equivalente:

$$\text{Con } S = 19673.14 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{EQ}} = f_{\text{MAX (B)}} \times S = 29706441.40 \text{ kg cm}$$

La fuerza en cada patín debida al momento flexionante

$$F_1 = T_{\text{PATIN}} = C_{\text{PATIN}} = M_{\text{EQ}} / (d - t_1) = 255649.24 \text{ kg.}$$

Suponiendo tornillos A-325 ( $F_1 \text{ (A-325)} = 3090.00 \text{ kg/cm}^2$ , manual

IMCA, Tabla 1.5.2.1, página 143) y dado que nuestro diseño es controlado por flexión y fuerza axial, utilizaremos la fuerza en tensión para determinar el área aproximada de los tornillos:

Área de tornillos A-325 requerida por  $T_{\text{PATIN}}$  :

$$A_{\text{TORN (T)}} = T_{\text{PATIN}} / F_1 \text{ (A-325)} = 82.74 \text{ cm}^2$$

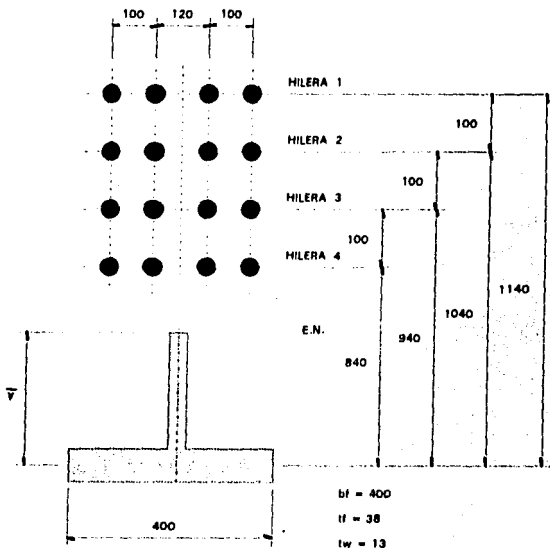
Usando tornillos de 32 mm. de diámetro ( $A_{\text{TORN (32)}$  (área teórica en tensión) = 6.25 cm.), se requieren, de acuerdo a la tabla de Roscas del manual IMCA, Vol. II, página 265:

$$n = A_{\text{TORN (T)}} / A_{\text{TORN (32)}} = 13.24 \cong 16 \text{ tornillos}$$

Se proponen:

4 Hileras de 4 tornillos, cada una, para Tensión.

Una vez definida la distribución de tornillos en la conexión se procederá a diseñarla, en la página siguiente se muestra el diagrama de la disposición de los barrenos, permitiendo calcular la contribución de cada hilera de tornillos, en la zona de tensión, la del patín y el alma en la de compresión y la localización del eje neutro.



Eje neutro:

Área de acero por hilera de 4 tornillos:

$$6.25 \times 4 = 25.00 \text{ cm.}$$

$$152y + (1.3y^2) / 2 = 25 [(114-y) + (104-y) + (94-y) + (84-y)]$$

De donde obtenemos:

$$0.65y^2 + 252y - 9900 = 0$$

Resolviendo para y:

$$y = 35.95 \text{ cm.}$$

Sección	Area cm <sup>2</sup>	Brazo cm	A B	A B <sup>2</sup>	Io cm <sup>4</sup>
1.00	25.00	78.05	1951.25	152295.06	182.91
2.00	25.00	68.05	1701.25	115770.06	
3.00	25.00	58.05	1451.25	84245.06	
4.00	25.00	48.05	1201.25	57720.06	
			<b>6305.00</b>		
<b>PATIN</b>	152.00	35.95	5464.40	198445.18	
<b>ALMA</b>	46.74	17.98	840.39	15110.13	
			<b>6304.79</b>		
	<b>298.74</b>			<b>621555.66</b>	

TBL-CN X

$$f_x = - (N/A) \pm (Mc/I) = - 101.40 + 23.48c$$

$$f_1 (c = 78.05) = 1731.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 (c = 68.05) = 1496.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_3 (c = 58.05) = 1261.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_4 (c = 48.05) = 1026.82 \text{ kg/cm}^2$$

Carga permisible a tensión por tornillo:

$$3090.00 \text{ kg/cm}^2 \times 6.25 \text{ cm}^2 = 19312.50 \text{ kg}$$

$$f_1 = 10820.12 \text{ kg/Tornillo} < 19312.50 \text{ kg} \checkmark$$

$$f_2 = 9352.62 \text{ kg/Tornillo} < 19312.50 \text{ kg} \checkmark$$

$$f_3 = 7885.12 \text{ kg/Tornillo} < 19312.50 \text{ kg} \checkmark$$

$$f_4 = 6417.62 \text{ kg/Tornillo} < 19312.50 \text{ kg} \checkmark$$

Para la zona de compresión:

$$f_c = (N/A) \pm (Mc/I) = 101.40 + 23.48c$$

$$f_{c (c = 35.95)} = 945.52 \text{ kg/cm}^2 < 1520.00 \text{ kg/cm}^2 \checkmark$$

**Diseño de Soldaduras:**

**Soldadura patin - placa tapa:**

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 3.8)}} = 0.80 \text{ cm.}$$

$$D_{\text{REQ (T)}} = F_t / 2150b_t = 2.97 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

Dado que no hay espacio para dos filetes en penetración parcial (PP) en ambos lados del patín, se utilizará soldadura de penetración completa (PC), biselando el patín y colocando un filete interior (Unión tipo TC-U4b, manual IMCA, vol II, página 246)

**Soldadura alma - placa tapa:**

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 3.8)}} = 0.80 \text{ cm.}$$

$$D_{\text{REQ (V)}} = F_t / 1432(d/2-1_t) = 3.18 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Soldadura alma - patin:**



En este caso siempre se usa la mínima:

$$D_{MIN} \text{ (ESPESOR 3.B)} = 0.80 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Cálculo del espesor de la placa - tapa:**

La longitud efectiva  $P_e$ , usada para calcular el momento flexionante en la placa - tapa, puede ser determinada como:

$$P_e = P_t - (D_t / 4) - 0.7071w = 6.24 \text{ cm.}$$

Donde:

$P_t$  = Distancia desde la línea de centro de los tornillos mas cercanos a la superficie del patín en tensión, En general, para proporcionar espacio suficiente para atornillar las tuercas, se usa  $P_t = D_t + 1.3$

$w$  = tamaño del filete o de la garganta de la soldadura. patin - placa tapa

$D_t$  = Diámetro nominal de los tornillos

La placa - tapa debe ser diseñada para resistir el momento flexionante, usando  $F_b = 0.75 F_y = 1898.00 \text{ kg/cm}^2$

$$M_n = \alpha_m \cdot F_t \cdot P_e / 4 = 1922277.78 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Donde:

$$\alpha_m = C_a \cdot C_b \cdot (A_t / A_w)^{1/2} \cdot (P_e / D_t)^{1/4} = 4.82$$

$C_a$  = Valor obtenido de la tabla AISC, de acuerdo con el tipo de material y de tornillos, página 4-113, para este caso: 1.13

$$C_b = (b_f / b_s)^{1/2} = 1.0$$

$$A_t = \text{Área del patín a tensión} = 152.00 \text{ cm}^2$$

$$A_w = \text{Área libre del alma entre los patines} = 146.12 \text{ cm}^2$$

Si se cumple que  $b_s \leq 1.5 b_f$  ✓

El espesor requerido de la placa será:

$$t_s = [(0.93 M_u) / (b_s F_b)]^{1/2} = 4.86 \text{ cm.}, \text{ usar } 5.0 \text{ cm.}$$

Con:

$$b_s = 40.00 \text{ cm.}$$

En las conexiones de los edificios metálicos, cuando estamos seguros de que se presentará en la misma conexión el mismo momento flexionante con signo contrario, o momentos flexionantes de signo contrario debidos a otras condiciones de carga o exposición, pero no mayores, podemos distinguir dos posibilidades de diseño:

- 1) Considerar simétrica la conexión
- 2) Diseñar la conexión para el momento flexionante de signo contrario, más desfavorable.

En este caso optamos por la primera alternativa, considerando simétrica la conexión

Atiesadores para la rodilla por cortante:

(Colocado al centro de la placa tapa)

Según las secciones 1.10.2 y 1.10.5.3, del manual IMCA

$$d / t_w = 120 / 1.3 = 92 < 322 \checkmark$$

$$h / t_w = 112.4 / 1.3 = 86.46 < 260 \checkmark$$

con:

$$F_v = (F_v / 2.89)(C_v) < 0.40F_y \quad (\text{fórmula 1.10-1})$$

$$0.40 F_y = 1012.00 \text{ kg/cm}^2$$

De la página 96 obtenemos:

$$F_{v(8)} = 696.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{v(8)} = 173.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{v(8)} = 173.90 \text{ kg/cm}^2 < F_{v(8)} = 696.50 \text{ kg/cm}^2 \checkmark$$

No requiere atiesadores intermedios

**Atiesadores contra patin en compresión:**

Utilizando la carga de compresión generada por la descomposición del momento flexionante sumada al cortante en la sección se tiene:

$$V'_{(8)} = (F_1 = 255649.24 \text{ kg} + V_{(8)}) = 26604.71 \text{ kg}$$

$$V'_{(8)} = 282254.20 \text{ kg}$$

$$A_{v'_{(8)}} = 156.00 \text{ cm}^2$$

$$f_{v'_{(8)}} = V / A = 1810.00 \text{ kg/cm}^2 < F_{v(8)} = 696.50 \text{ kg/cm}^2 \times$$

Requiere atiesadores:

Utilizamos el espesor del alma para los atiesadores:

Calculamos su momento de inercia:

$$I = bh^3 / 12 = (1.3 \times 40^3) / 12 = 6933.33 \text{ cm}^4$$

$$I = 6933.33 \text{ cm}^4 > (h / 50)^4 = 33.18 \text{ cm}^4 \checkmark$$

El atiesador es adecuado en placa de 1.3 cm. de espesor.

#### **Conexión intermedia baja**

Considerando:

Momento máximo en la conexión (nodo 12)

$$M_{(12)} = 7058566.42 \text{ kg cm}$$

Cortante máximo en la conexión (nodo 12)

$$V_{(12)} = 17831.87 \text{ kg}$$

Carga Axial máxima en la conexión (nodo 12)

$$N_{(12)} = 45145.83 \text{ kg}$$

Propiedades de la sección:

$$d = 80.00 \text{ cm.}$$

$$t_w = 1.00 \text{ cm.}$$

$$b_f = 30.00 \text{ cm.}$$

$$t_f = 2.50 \text{ cm.}$$

Se determinará el esfuerzo máximo en la sección considerando una combinación de esfuerzos axiales y de flexión:

Resolviendo la conexión por aplastamiento:

$$f_{\text{MAX (12)}} = (N / A) + (Mc / I) = 1280.28 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$N = 45145.83 \text{ kg.}$$

$$A = 230.00 \text{ cm}^2$$

$$M = 7058566.42 \text{ kg cm.}$$

$$c = 40.00 \text{ cm.}$$

$$I = 260468.75 \text{ cm}^4$$

Obtenemos un momento equivalente:

$$\text{Con } S = 6511.72 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{EQ}} = f_{\text{MAX (12)}} \times S = 8336728.66 \text{ kg cm}$$

La fuerza en cada patín debida al momento flexionante

$$F_t = T_{PATIN} = C_{PATIN} = M_{EQ} / (d - t_f) = 111156.38 \text{ kg.}$$

Suponiendo tornillos A-325 ( $F_t (A-325) = 3090.00 \text{ kg/cm}^2$ , manual IMCA, Tabla 1.5.2.1, página 143) y dado que nuestro diseño es controlado por flexión y fuerza axial, utilizaremos la fuerza en tensión para determinar el área aproximada de los tornillos:

Área de tornillos A-325 requerida por  $T_{PATIN}$  :

$$A_{TORN (T)} = T_{PATIN} / F_t (A-325) = 35.98 \text{ cm}^2$$

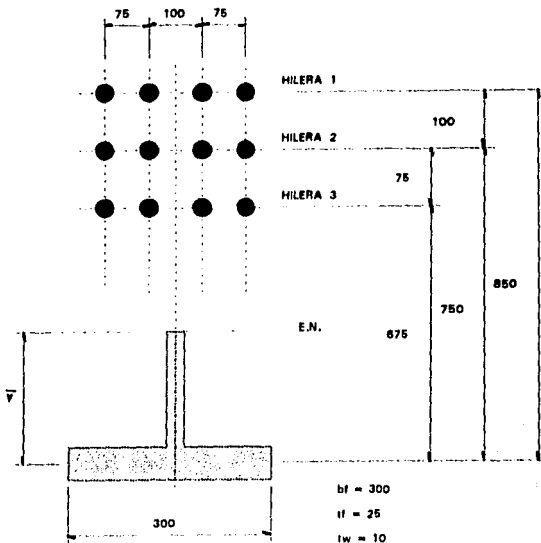
Usando tornillos de 25 mm. de diámetro ( $A_{TORN (25)}$  (área teórica en tensión) = 3.91 cm.), se requieren, de acuerdo a la tabla de Roscas del manual IMCA, Vol. II, página 265:

$$n = A_{TORN (T)} / A_{TORN (25)} = 9.20 \cong 12 \text{ tornillos}$$

Se proponen:

3 Hileras de 4 tornillos, cada una, para Tensión.

Una vez definida la distribución de tornillos en la conexión se procederá a diseñarla, en la página siguiente se muestra el diagrama de la disposición de los barrenos, permitiendo calcular la contribución de cada hilera de tornillos, en la zona de tensión, la del patín y el alma en la de compresión y la localización del eje neutro.



Eje neutro:

Área de acero por hilera de 4 tornillos:

$$3.91 \times 4 = 15.64 \text{ cm.}$$

$$75y + (1.0y^2) / 2 = 15.64 [(85-y) + (75-y) + (67.5-y)]$$

De donde obtenemos:

$$0.50y^2 + 121.92y - 3558.10 = 0$$

Resolviendo para y:

$$y = 26.34 \text{ cm.}$$

Sección	Área cm <sup>2</sup>	Brazo cm	A B	A B <sup>2</sup>	I <sub>o</sub> cm <sup>4</sup>
1.00	15.64	58.66	917.44	53817.17	39.06
2.00	15.64	48.66	761.04	37032.32	
3.00	15.64	41.18	843.74	26496.44	
			<b>2322.23</b>		
PATIN	75.00	26.34	1975.50	52034.67	
ALMA	26.34	13.17	346.90	4568.64	
	<b>148.26</b>		<b>2322.40</b>	<b>173948.25</b>	

TBL-CNX

$$f_n = - (N/A) \pm (Mc/I) = - 196.30 + 32.00c$$

$$f_1 (c = 58.66) = 1680.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 (c = 48.66) = 1360.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_3 (c = 41.18) = 1120.82 \text{ kg/cm}^2$$

Carga permisible a tensión por tornillo:

$$3090.00 \text{ kg/cm}^2 \times 3.91 \text{ cm}^2 = 12081.90 \text{ kg}$$

$$f_1 = 6572.02 \text{ kg/Tornillo} < 12081.90 \text{ kg} \checkmark$$

$$f_2 = 5320.82 \text{ kg/Tornillo} < 12081.90 \text{ kg} \checkmark$$

$$f_3 = 4382.42 \text{ kg/Tornillo} < 12081.90 \text{ kg} \checkmark$$

Para la zona de compresión:

$$f_c = (N/A) \pm (Mc/I) = 196.30 + 32.00c$$

$$f_c (c = 26.34) = 1039.18 \text{ kg/cm}^2 < 1520.00 \text{ kg/cm}^2 \checkmark$$

**Diseño de Soldaduras:****Soldadura patin - placa tapa:**

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 2.5)}} = 0.80 \text{ cm.}$$

$$D_{\text{REQ (T)}} = F_t / 2150b_t = 1.72 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Soldadura alma - placa tapa:**

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 2.5)}} = 0.80 \text{ cm.}$$

$$D_{\text{REQ (V)}} = F_t / 1432(d/2-t_f) = 2.08 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Soldadura alma - patin:****En este caso siempre se usa la mínima:**

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 2.5)}} = 0.80 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Cálculo del espesor de la placa - tapa:**

La longitud efectiva  $P_e$ , usada para calcular el momento flexionante en la placa - tapa, puede ser determinada como:

$$P_e = P_t - (D_t / 4) - 0.7071w = 3.04 \text{ cm.}$$

**Donde:**

$P_t$  = Distancia desde la línea de centro de los tornillos mas cercanos a la superficie del patin en tensión, En general, para proporcionar espacio suficiente para atornillar las tuercas, se usa  $P_t = D_t + 1.3$



$w$  = tamaño del filete o de la garganta de la soldadura. patín - placa  
tapa

$D_t$  = Diámetro nominal de los tornillos

La placa - tapa debe ser diseñada para resistir el momento flexionante, usando  $F_b = 0.75 F_y = 1898.00 \text{ kg/cm}^2$

$$M_n = \alpha_m \cdot F_t \cdot P_n / 4 = 100244.34 \text{ kgcm}$$

Donde:

$$\alpha_m = C_u \cdot C_b \cdot (A_t / A_w)^{1/3} \cdot (P_n / D_t)^{1/4} = 1.19$$

$C_u$  = Valor obtenido de la tabla AISC, de acuerdo con el tipo de material y de tornillos, página 4-113, para este caso: 1.13

$$C_b = (b_t / b_p)^{1/2} = 1.0$$

$$A_t = \text{Área del patín a tensión} = 75.00 \text{ cm}^2$$

$$A_w = \text{Área libre del alma entre los patines} = 75.00 \text{ cm}^2$$

Si se cumple que  $b_s \leq 1.5 b_t$  ✓

El espesor requerido de la placa será:

$$t_s = \{(0.93 M_n) / (b_t F_b)\}^{1/2} = 1.30 \text{ cm.} < t_t$$

Usar  $t_s = t_t = 2.50 \text{ cm.}$

Con:

$$b_s = 30.00 \text{ cm.}$$

Considerese simétrica la conexión

**Conexión intermedia alta**

Considerando:

Momento máximo en la conexión (nodo 16)

$$M_{(16)} = -5596020.48 \text{ kg cm}$$

Cortante máximo en la conexión (nodo 16)

$$V_{(16)} = 7609.70 \text{ kg}$$

Carga Axial máxima en la conexión (nodo 16)

$$N_{(16)} = 46070.54 \text{ kg}$$

Propiedades de la sección:

$$d = 80.00 \text{ cm.}$$

$$t_w = 1.00 \text{ cm.}$$

$$b_f = 30.00 \text{ cm.}$$

$$t_f = 2.50 \text{ cm.}$$

Se determinará el esfuerzo máximo en la sección considerando una combinación de esfuerzos axiales y de flexión:

Resolviendo la conexión por aplastamiento:

$$f_{\text{MAX}(16)} = (N / A) + (Mc / I) = 1059.70 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$N = 46070.54 \text{ kg.}$$

$$A = 230.00 \text{ cm}^2$$

$$M = 5596020.48 \text{ kg cm.}$$

$$c = 40.00 \text{ cm.}$$

$$I = 260468.75 \text{ cm}^4$$

Obtenemos un momento equivalente:

$$\text{Con } S = 6511.72 \text{ cm}^3$$

$$M_{EQ} = f_{MAX (16)} \times S = 6900362.67 \text{ kg cm}$$

La fuerza en cada patín debida al momento flexionante

$$F_t = T_{PATIN} = C_{PATIN} = M_{EQ} / (d - t_t) = 89036.94 \text{ kg.}$$

Suponiendo tornillos A-325 ( $F_t (A-325) = 3090.00 \text{ kg/cm}^2$ , manual IMCA, Tabla 1.5.2.1, página 143) y dado que nuestro diseño es controlado por flexión y fuerza axial, utilizaremos la fuerza en tensión para determinar el área aproximada de los tornillos:

Área de tornillos A-325 requerida por  $T_{PATIN}$  :

$$A_{TORN (T)} = T_{PATIN} / F_t (A-325) = 28.82 \text{ cm}^2$$

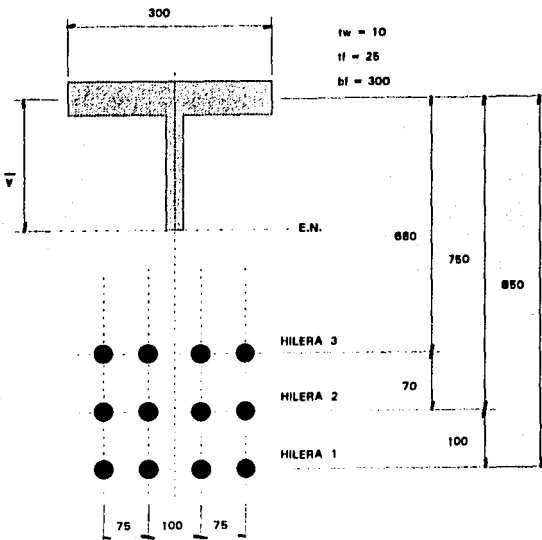
Usando tornillos de 22 mm. de diámetro ( $A_{TORN (22)}$  (área teórica en tensión) = 2.98 cm.), se requieren, de acuerdo a la tabla de Roscas del manual IMCA, Vol. II, página 265:

$$n = A_{TORN (T)} / A_{TORN (22)} = 9.68 \cong 12 \text{ tornillos}$$

Se proponen:

3 Hileras de 4 tornillos, cada una, para Tensión.

Una vez definida la distribución de tornillos en la conexión se procederá a diseñarla, en la página siguiente se muestra el diagrama de la disposición de los barrenos, permitiendo calcular la contribución de cada hilera de tornillos, en la zona de tensión, la del patín y el alma en la de compresión y la localización del eje neutro.



Eje neutro:

Área de acero por hilera de 4 tornillos:

$$2.98 \times 4 = 11.92 \text{ cm.}$$

$$75y + (1.0y^2) / 2 = 11.92 [(85-y) + (75-y) + (68-y)]$$

De donde obtenemos:

$$0.50y^2 + 110.76y - 2720.76 = 0$$

Resolviendo para y:

$$y = 22.32 \text{ cm.}$$

Sección	Área cm <sup>2</sup>	Brazo cm	A B	A B <sup>2</sup>	I <sub>o</sub> cm <sup>4</sup>
1.00	11.92	62.68	747.15	46831.09	39.08
2.00	11.92	62.68	627.95	33080.17	
3.00	11.92	45.68	544.51	27873.02	
			<b>1919.60</b>		
PATIN	75.00	22.32	1674.00	37363.68	
ALMA	22.32	11.16	249.09	2779.86	
	<b>133.08</b>		<b>1923.09</b>	<b>144927.81</b>	

TBL-CN X

$$f_x = - (N/A) \pm (Mc/I) = - 200.32 + 21.48c$$

$$f_{1(c=62.68)} = 1146.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{2(c=62.68)} = 931.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{3(c=45.68)} = 780.90 \text{ kg/cm}^2$$

Carga permisible a tensión por tornillo:

$$3090.00 \text{ kg/cm}^2 \times 2.98 \text{ cm}^2 = 9208.20 \text{ kg}$$

$$f_1 = 3415.22 \text{ kg/Tornillo} < 9208.20 \text{ kg} \checkmark$$

$$f_2 = 2775.12 \text{ kg/Tornillo} < 9208.20 \text{ kg} \checkmark$$

$$f_3 = 2327.04 \text{ kg/Tornillo} < 9208.20 \text{ kg} \checkmark$$

Para la zona de compresión:

$$f_c = (N/A) \pm (Mc/I) = 200.32 + 21.48c$$

$$f_{c(c=22.32)} = 679.75 \text{ kg/cm}^2 < 1520.00 \text{ kg/cm}^2 \checkmark$$

**Diseño de Soldaduras:****Soldadura patin - placa tapa:**

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 2.5)}} = 0.80 \text{ cm.}$$

$$D_{\text{REQ (T)}} = F_t / 2150b_t = 1.38 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Soldadura alma - placa tapa:**

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 2.5)}} = 0.80 \text{ cm.}$$

$$D_{\text{REQ (V)}} = F_t / 1432(d/2-t_f) = 1.66 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Soldadura alma - patin:**

En este caso siempre se usa la mínima:

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 2.5)}} = 0.80 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Cálculo del espesor de la placa - tapa:**

La longitud efectiva  $P_e$ , usada para calcular el momento flexionante en la placa - tapa, puede ser determinada como:

$$P_e = P_t - (D_t / 4) - 0.7071w = 3.46 \text{ cm.}$$

Donde:

$P_t$  = Distancia desde la línea de centro de los tornillos mas cercanos a la superficie del patín en tensión, En general, para proporcionar espacio suficiente para atornillar las tuercas, se usa  $P_t = D_t + 1.3$

$w$  = tamaño del filete o de la garganta de la soldadura.patin - placa tapa

$D_t$  = Diámetro nominal de los tornillos

La placa - tapa debe ser diseñada para resistir el momento flexionante, usando  $F_b = 0.75 F_y = 1898.00 \text{ kg/cm}^2$

$$M_o = \alpha_m F_t P_o / 4 = 98581.70 \text{ kgcm}$$

Donde:

$$\alpha_m = C_a C_b (A_t / A_w)^{1/3} (P_o / D_t)^{1/4} = 1.28$$

$C_a$  = Valor obtenido de la tabla AISC, de acuerdo con el tipo de material y de tornillos, página 4-113, para este caso: 1.13

$$C_b = (b_t / b_o)^{1/2} = 1.0$$

$$A_t = \text{Área del patín a tensión} = 75.00 \text{ cm}^2$$

$$A_w = \text{Área libre del alma entre los patines} = 75.00 \text{ cm}^2$$

Si se cumple que  $b_o \leq 1.5 b_t$  ✓

El espesor requerido de la placa será:

$$t_s = [(0.93 M_o) / (b_o F_b)]^{1/2} = 1.28 \text{ cm.} < t_f$$

Usar  $t_s = t_f = 2.50 \text{ cm.}$

Con:

$$b_o = 30.00 \text{ cm.}$$

Considerese simétrica la conexión

**Conexión cumbra**

Considerando:

Momento máximo en la conexión (nodo 20)

$$M_{(20)} = -7898035.88 \text{ kg cm}$$

Cortante máximo en la conexión (nodo 20)

$$V_{(20)} = 3038.50 \text{ kg}$$

Carga Axial máxima en la conexión (nodo 20)

$$N_{(20)} = 46071.65 \text{ kg}$$

Propiedades de la sección:

$$d = 100.00 \text{ cm.}$$

$$t_w = 1.60 \text{ cm.}$$

$$b_f = 30.00 \text{ cm.}$$

$$t_f = 2.50 \text{ cm.}$$

Se determinará el esfuerzo máximo en la sección considerando una combinación de esfuerzos axiales y de flexión:

Resolviendo la conexión por aplastamiento:

$$f_{MAX (20)} = (N / A) + (Mc / I) = 987.28 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$N = 46071.65 \text{ kg.}$$

$$A = 310.00 \text{ cm}^2$$

$$M = 7898035.88 \text{ kg cm.}$$

$$c = 50.00 \text{ cm.}$$

$$I = 470879.17 \text{ cm}^4$$

Obtenemos un momento equivalente:



$$\text{Con } S = 9417.58 \text{ cm}^3$$

$$M_{EQ} = f_{MAX(20)} \times S = 9297657.06 \text{ kg cm}$$

La fuerza en cada patín debida al momento flexionante

$$F_t = T_{PATIN} = C_{PATIN} = M_{EQ} / (d - t_1) = 95360.60 \text{ kg.}$$

Suponiendo tornillos A-325 ( $F_t (A-325) = 3090.00 \text{ kg/cm}^2$ , manual IMCA, Tabla 1.5.2.1, página 143) y dado que nuestro diseño es controlado por flexión y fuerza axial, utilizaremos la fuerza en tensión para determinar el área aproximada de los tornillos:

Area de tornillos A-325 requerida por  $T_{PATIN}$  :

$$A_{TORN(T)} = T_{PATIN} / F_t (A-325) = 30.86 \text{ cm}^2$$

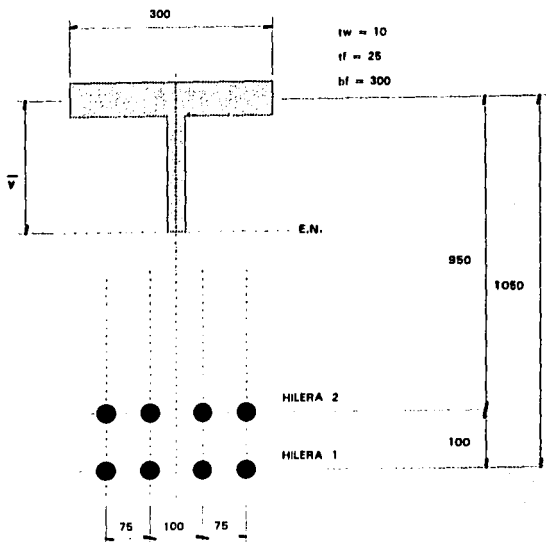
Usando tornillos de 25 mm. de diámetro ( $A_{TORN(25)}$  (área teórica en tensión) = 3.91 cm.), se requieren, de acuerdo a la tabla de Roscas del manual IMCA, Vol. II, página 265:

$$n = A_{TORN(T)} / A_{TORN(25)} = 7.89 \cong 8 \text{ tornillos}$$

Se proponen:

2 Hileras de 4 tornillos, cada una, para Tensión.

Una vez definida la distribución de tornillos en la conexión se procederá a diseñarla, en la página siguiente se muestra el diagrama de la disposición de los barrenos, permitiendo calcular la contribución de cada hilera de tornillos, en la zona de tensión, la del patín y el alma en la de compresión y la localización del eje neutro.



Eje neutro:

Área de acero por hilera de 4 tornillos:

$$3.91 \times 4 = 15.64 \text{ cm.}$$

$$75y + (1.60y^2) / 2 = 15.64 [(105-y) + (95-y)]$$

De donde obtenemos:

$$0.80y^2 + 106.28y - 3128.00 = 0$$

Resolviendo para  $y$ :

$$y = 24.80 \text{ cm.}$$

Sección	Área cm <sup>2</sup>	Brazo cm	A B	A B <sup>2</sup>	I <sub>o</sub> cm <sup>4</sup>
1.00	15.64	80.20	1254.33	100597.11	39.06
2.00	15.64	70.20	1097.93	77074.55	
			<b>2352.26</b>		
PATIN	75.00	24.80	1860.00	46128.00	
ALMA	39.68	12.40	492.03	6101.20	
	<b>145.68</b>		<b>2352.03</b>	<b>229900.85</b>	

TBL-CN X

$$f_x = - (N/A) \pm (Mc/I) = - 148.62 + 16.78c$$

$$f_1 (c = 80.20) = 1197.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 (c = 70.20) = 1029.34 \text{ kg/cm}^2$$

Carga permisible a tensión por tornillo:

$$3090.00 \text{ kg/cm}^2 \times 3.91 \text{ cm}^2 = 12081.90 \text{ kg}$$

$$f_1 = 4680.82 \text{ kg/Tornillo} < 12081.90 \text{ kg} \checkmark$$

$$f_2 = 4024.70 \text{ kg/Tornillo} < 12081.90 \text{ kg} \checkmark$$

Para la zona de compresión:

$$f_c = (N/A) \pm (Mc/I) = 148.62 + 16.78c$$

$$f_c (c = 24.80) = 559.40 \text{ kg/cm}^2 < 1520.00 \text{ kg/cm}^2 \checkmark$$

Diseño de Soldaduras:

Soldadura patin - placa tapa:

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 2.5)}} = 0.80 \text{ cm.}$$

$$D_{\text{REQ (I)}} = F_t / 2150b_t = 1.48 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Soldadura alma - placa tapa:**

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 2.5)}} = 0.80 \text{ cm.}$$

$$D_{\text{REQ (IV)}} = F_t / 1432(d/2-t_1) = 1.40 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Soldadura alma - patin:**

En este caso siempre se usa la mínima:

$$D_{\text{MIN (ESPESOR 2.5)}} = 0.80 \text{ cm.} \checkmark \text{ usar este}$$

**Cálculo del espesor de la placa - tapa:**

La longitud efectiva  $P_e$ , usada para calcular el momento flexionante en la placa - tapa, puede ser determinada como:

$$P_e = P_t - (D_t / 4) - 0.7071w = 3.32 \text{ cm.}$$

Donde:

$P_t$  = Distancia desde la línea de centro de los tornillos mas cercanos a la superficie del patín en tensión, En general, para proporcionar espacio suficiente para atornillar las tuercas, se usa  $P_t = D_t + 1.3$

$w$  = tamaño del filete o de la garganta de la soldadura.patin - placa tapa

$D_t$  = Diámetro nominal de los tornillos

La placa - tapa debe ser diseñada para resistir el momento flexionante, usando  $F_b = 0.75 F_y = 1898.00 \text{ kg/cm}^2$

$$M_o = \alpha_m F_b P_o / 4 = 75868.98 \text{ kgcm}$$

Donde:

$$\alpha_m = C_s C_b (A_f / A_w)^{1/3} (P_o / D_t)^{1/4} = 0.96$$

$C_s$  = Valor obtenido de la tabla AISC, de acuerdo con el tipo de material y de tornillos, página 4-113, para este caso: 1.13

$$C_b = (b_f / b_s)^{1/2} = 1.0$$

$$A_f = \text{Área del patín a tensión} = 75.00 \text{ cm}^2$$

$$A_w = \text{Área libre del alma entre los patines} = 152.00 \text{ cm}^2$$

Si se cumple que  $b_s \leq 1.5 b_f$  ✓

El espesor requerido de la placa será:

$$t_s = [(0.93 M_o) / (b_s F_b)]^{1/2} = 1.12 \text{ cm.} < t_r$$

Usar  $t_s = t_r = 2.50 \text{ cm.}$

Con:

$$b_s = 30.00 \text{ cm.}$$

Considerese simétrica la conexión

**En las páginas 133 y 134 se muestran los planos estructurales con los detalles de las conexiones, y las secciones transversales del marco, para que el fabricante proceda a la elaboración de los planos de taller y montaje, de acuerdo con sus propios estándares pero siempre respetando las especificaciones de diseño proporcionadas por nosotros**

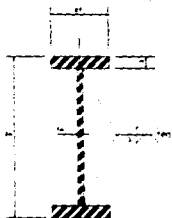
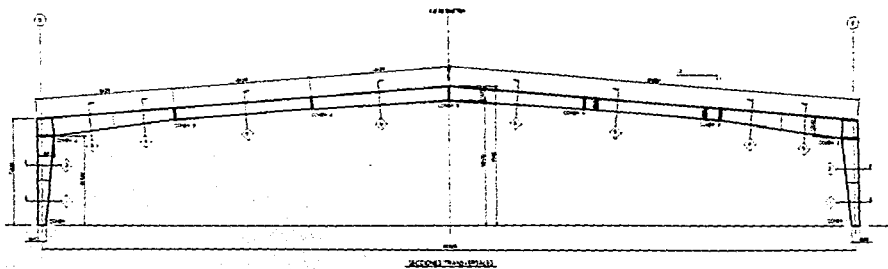


Tabla de Secciones

SECCION	SP	SI	SE	SE	SE
1	300-300	400	3	2	3
2	300-300	400	3	2	3
3	300-300	400	3	2	3
4	300-300	400	3	2	3
5	300	300	3	2	3
6	300-300	300	3	2	3

NOTA:  
 1. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.  
 2. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.  
 3. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.  
 4. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.  
 5. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.  
 6. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.  
 7. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.  
 8. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.  
 9. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.  
 10. Se debe verificar que el material sea el adecuado para el uso que se le va a dar.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

AMBITO GENERAL DEL RAMCO TIPO  
 SECCIONES TRANSVERSALES

TESIS PROFESIONAL  
 LUIS OCTAVIO SANCHEZ SANTILLAN

PÁG. 20 DE 20  
 20 - 11

FALLA DE ORIGEN





## **CAPITULO V**

### **DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS:**

El marco resultante del presente análisis puede parecer a primera vista robusto o pesado, pero si se toma en cuenta el claro que salva (la distancia entre apoyos), puede asegurarse que el diseño ha sido adecuado.

Podría sugerirse la solución del edificio empleando otro material como el concreto, pero el claro hace imposible la utilización del concreto armado convencional y debe por tanto considerarse que para utilizar el mismo, tendría que ser del tipo de alguna opción prefabricada, incluyendo el pretensado o el postensado, o también podría considerarse la posibilidad de emplear diseños novedosos, tales como cubiertas colgantes de concreto suspendidas por medio de cables, pero estas soluciones implicarían procedimientos de diseño y construcción mucho más complicados y por lo tanto, posiblemente más costosos.

En el caso de alguna otra opción en el mismo material, se pone a consideración, por ejemplo; la utilización de armaduras, en cualquiera de sus

tipos convencionales, o el tipo más novedoso, cuya apariencia es agradable arquitectónicamente, y que puede cubrir el claro sin problemas, que en este caso es la estructura de tipo espacial, comúnmente llamada "Tridi-losa".

En el caso de las armaduras típicas, la luz libre en el claro se reduce debido a los peraltes que llegan a alcanzar las armaduras, además el costo de fabricación puede elevarse considerablemente, a pesar de que la estructura es posiblemente más ligera.

La Tridi-losa puede resultar muy costosa y sus métodos de análisis son aparentemente muy complicados, a pesar de que sus elementos constitutivos han sido estandarizados por los fabricantes, porque las zonas donde el sistema requiera reforzarse incrementarán sensiblemente el costo.

Definitivamente el marco rígido es la mejor opción.

El diseño apropiado de las rodillas de un marco rígido, es la parte más crítica del cálculo, porque los momentos máximos ocurren en las mismas, de hecho serán capaces de soportar el esfuerzo cortante, el empuje horizontal o coceo, y el momento flexionante. Por tanto, deben ser más resistentes que las columnas y traveses, y poseer mayor peralte y atiesamiento para dar la resistencia necesaria.

Después de hacer el análisis aproximado, pueden establecerse los momentos flexionantes tentativos para dimensionar trabes y columnas. Una vez hecho esto, puede hacerse lo mismo con las dimensiones de las rodillas, y a menudo éstas se establecen tomando en cuenta que la rodilla tenga una apariencia agradable, más que por las necesidades estructurales.

En nuestro caso particular la rodilla se ha proyectado de manera que satisfaga los requerimientos estructurales y estimando que los estéticos también se cumplen, aún cuando se pueden sugerir diversos diseños que van desde reforzar la zona con placas sobre puestas, acartelar una sección, o la más complicada de todas; utilizar un patín curvo en la zona de compresión, incluso nos atrevemos a considerar, que la última opción no sólo es la más complicada sino la más costosa.

Determinar teóricamente la distribución exacta de los esfuerzos en las rodillas de un marco rígido, es un problema sumamente complejo, ya que la variación de esfuerzo es muy diferente a la correspondiente a una viga recta sometida a flexión. El eje neutro no se localiza a la mitad del peralte de la sección, porque los esfuerzos de compresión se concentran alrededor de la parte interna de la rodilla y una gran parte de la sección transversal de ella está sujeta a tensión. El eje neutro de una rodilla curva está a aproximadamente un 25 por ciento de la distancia del paño inferior. Este valor varía un poco de acuerdo a las inclinaciones del techo.

El calculista medio probablemente no buscará dificultades intentando determinar con toda precisión los esfuerzos de la rodilla. Sencillamente utilizará algún método aproximado para comprobar los esfuerzos. Como los esfuerzos de compresión son elevados en toda la región circundante de la parte inferior de la superficie curva e inclusive un poco más allá de los puntos de tangencia, la práctica general es colocar atiesadores, en dichos puntos así como también en la rodilla.

Para prevenir el pandeo local es conveniente reforzar adicionalmente los patines en compresión de la rodilla. Estos refuerzos, que pueden tener forma triangular, solo necesitan alargarse en aproximadamente un tercio del peralte del alma. Usualmente se colocan a distancia entre centros, iguales a 2.5 ó 3 veces el ancho del patín.

Es conveniente mencionar que en relación con la información disponible sobre el diseño edificios metálicos, la disponibilidad de material bibliográfico en español es escasa, y la teoría existente en el es insuficiente y con varios años de atraso en comparación con la que editan los organismos norteamericanos, por ejemplo.

Los procedimientos para el diseño de conexiones atornilladas no se han definido totalmente, y a este respecto creo que la información suministrada por el AISC en los dos volúmenes de su Manual de Construcción en Acero es la única fuente confiable y mas o menos completa de información técnica a este respecto.

Los manuales editados por el IMCA, para construcción en acero están basados totalmente en el trabajo del AISC, pero no cubren la totalidad de los temas, ni presentan los ejemplos, que contemplan éstos últimos, por lo que puede decirse que la información de los manuales IMCA, es, por consiguiente, incompleta.

A propósito de lo anterior, lo más cercano a un manual confiable y que por años se consideró como la única guía para el diseño de acero fue el Manual para constructores de Industrias Monterrey, ahora ya discontinuado y casi imposible de obtener o consultar, y que aún cuando parte de su información ha quedado obsoleta, sigue representando una valiosa herramienta para los calculistas (cuando se puede acceder a él). Existe en la actualidad un manual editado por Altos Hornos de México, pero que en cuanto a información, ésta es limitada en relación a su competidor de Industrias Monterrey.

**CONCLUSIONES:**

De la elaboración del presente trabajo pueden desprenderse las siguientes conclusiones:

- 1) Los marcos rígidos de acero, son una solución conveniente para la edificación de edificios de tipo industrial, pues permiten salvar grandes claros de manera económica. la construcción resulta muy rápida si se compara con otras alternativas, lo que repercute positivamente en el costo de la obra. Esta solución tiene la ventaja de que el edificio puede desmontarse y reutilizarse en otro sitio o venderse como chatarra, y por último, la apariencia estética dl edificio resulta muy agradable.
- 2) El análisis y diseño de este tipo de edificios es aparentemente complicado y laborioso, debido a la necesidad de revisar los resultados de acuerdo a los criterios del Reglamento de Construcción y sus Normas Técnicas, y por la importancia de que el diseño de conexiones, los detalles, y las especificaciones de fabricación sean establecidas de manera precisa. En realidad, en

la práctica el diseño es simplificado de manera importante por el uso de programas de computadora, que modelan, analizan, diseñan y elaboran planos de fabricación y montaje, y también gracias a detalles y soluciones estandarizados propios de cada empresa, reduciendo considerablemente el trabajo del ingeniero

- 3) La información específica para diseñar y detallar conexiones, es incompleta, y está dispersa en diferentes publicaciones, e idiomas; sería conveniente abordar la tarea de desarrollar los procedimientos necesarios, por medio de investigación y desarrollo, auspiciados por alguna empresa o institución interesada en el tema, estandarizando las técnicas, y simplificando el trabajo de los calculistas.

**BIBLIOGRAFIA:**

- 1) México, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C. *"Manual de Construcción en Acero."* 2ª Edición. México, Limusa Noriega, 1990. Vol. I, 236 pp.
- 2) México, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C. *"Manual de Construcción en Acero."* 1ª Edición. México, Limusa Noriega, 1993. Vol. II, 265 pp.
- 3) México, Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S. A. *"Manual para Constructores."* 2ª Edición. Monterrey, Sistemas y Servicios Técnicos, 1965, 500 pp.
- 4) U. S .A., American Institute of Steel Construction. *"Manual of Steel Construction."* 8ª Edición. Illinois, AISC, 1989. Vol. I, 826 pp.
- 5) U. S. A., American Institute of Steel Construction. *"Manual of Steel Construction."* 1ª Edición. Illinois, AISC, 1992. Vol. II, 826 pp.
- 6) México, Merrit, F. S. *"Manual del Ingeniero Civil."* 1ª Edición. México, McGraw Hill. 1984, 1357 pp.
- 7) Inglaterra, Constructional Steel Research and Development Organisation. *"Steel Designers' Manual."* 4ª Edición. Londres, Crosby Lockwood, 1972, 1090 pp.



- 8) México, Departamento del Distrito Federal. *"Leyes y Reglamentos Relacionados con la Construcción en el Distrito Federal"*. 1ª Edición. México, Centro de Actualización profesional del CICM. 1987, 386 pp.
- 9) México, Departamento del Distrito Federal. *"7 Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"*. 1ª Edición. México, Centro de Actualización profesional del CICM. 1987, 264 pp.
- 10) México, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. *"Reglamento de las construcciones de Concreto Reforzado (ACI-349-92) y Comentarios."* 1ª Edición. México, Abeja, 1993, 620 pp.
- 11) México, McCormac, J. C. *"Diseño de Estructuras Metálicas."* 1ª Edición. México, Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1972, 790 pp.
- 12) México, Bowles, J. E. *"Diseño de Acero Estructural."* 1ª Edición. México, Limusa, 1984, 602 pp.
- 13) U. S. A.; Metal Building Manufacturers Association, *"Design of Single Story Rigid Frames."* 1ª Edición. Ohio, MBMA, 1981, 268 pp.
- 14) U. S. A.; McGuire, W. *"Steel Structures."* 10ª Edición. New Jersey, Prentice Hall Inc. 1968, 1112 pp.
- 15) U. S. A.; Beedle, L. S. *"Structural Steel Design."* 1ª Edición. Pennsylvania, Ronald Press, 1964, 830 pp.
- 16) U. S. A.; Salmon And Johnson, *"Steel Structures Design and Behavior."* 1ª Edición. Pennsylvania, International Textbook Company, 1971, 946 pp.

- 17) U. S. A.; Mac Duffee, C.C., "*The Theory of Matrices.*" 1ª Edición.  
New York, Chelsea Publishing, 1956, 110 pp.
- 18) México, González Cuevas, O.M., "*Aspectos fundamentales del concreto reforzado.*" 2ª Edición. México, Limusa Noriega, 1990,  
675 pp.
- 19) U. S. A.; Winter G., "*Design of Concrete Structures.*" 7ª Edición.  
New York, McGraw Hill, 1954, 660 pp.

**ÍNDICE:****DEDICATORIA****AGRADECIMIENTOS****PREFACIO****1****INTRODUCCIÓN**

Propiedades físicas del acero	<b>3</b>
Ventajas del acero como material estructural	<b>5</b>
Desventajas del acero como material estructural	<b>6</b>
Usos del acero estructural	<b>6</b>
Elementos a considerar en el diseño de estructuras de acero	<b>7</b>
Factor de seguridad	<b>8</b>
Fallas en las estructuras	<b>11</b>
Propiedades mecánicas del acero	<b>12</b>

**CAPÍTULO I****DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO****16**

**CAPÍTULO II**

<b>SOLUCIÓN PROPUESTA</b>	<b>18</b>
---------------------------	-----------

**CAPÍTULO III**

<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b>	<b>19</b>
-----------------------------	-----------

Cargas de diseño aplicables al proyecto	22
---	----

Carga muerta	23
--------------	----

Carga viva	24
------------	----

Sismo	24
-------	----

Viento	27
--------	----

Análisis aproximado de marcos rígidos	39
---------------------------------------	----

Análisis exacto de marcos rígidos	47
-----------------------------------	----

Revisión de los desplazamientos	71
---------------------------------	----

Diseño de largueros de techo, muros y postes de muro cabecero	74
--	----

Revisión del marco por Flexocompresión	80
--	----

Diseño del sistema de contraventeo	87
------------------------------------	----

Revisión del marco por Cortante	93
---------------------------------	----

**CAPÍTULO IV****DISEÑO DE CONEXIONES Y PLANOS ESTRUCTURALES**

Placa base	97
------------	----

Anclas	99
--------	----

Rodilla	104
---------	-----

Conexión intermedia baja	114
--------------------------	-----

<b>Conexión intermedia alta</b>	<b>120</b>
<b>Conexión cumbre</b>	<b>126</b>
<b>Planos estructurales</b>	<b>133</b>
<b>CAPÍTULO V</b>	
<b>DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS</b>	<b>135</b>
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>140</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>142</b>
<b>ÍNDICE</b>	<b>145</b>
<b>APÉNDICE I</b>	

## APENDICE I

Departamento del Distrito Federal  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
Julio 6, 1987

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal  
Título Sexto, Capítulo V

**Art. 199** (Transcripción) para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

I.- La carga viva máxima  $w_m$  se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.

II.- La carga instantánea  $w_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

III.- La carga media  $w$  se deberá emplear para el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas;

IV.- Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición del artículo 187 de este Reglamento, y

V.- Las cargas uniformes de la siguiente tabla se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento:

TABLA I

Departamento del Distrito Federal  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
Julio 6, 1987

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal  
Titulo Sexto, Capítulo V, Art. 199

Tabla de cargas vivas unitarias, en Kg / m<sup>2</sup>.

Destino del piso o cubierta	w	w <sub>a</sub>	w <sub>m</sub>	Observaciones
a) Habitación (casas-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170	(1)
b) Oficinas de despachos y laboratorios	100	180	250	(2)
c) Comunicaciones para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350	(3), (4)
d) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	(5)
e) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	350	(5)
f) Comercios, fábricas y bodegas	0.8w <sub>m</sub>	0.9w <sub>m</sub>	w <sub>m</sub>	(6)
g) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15	70	100	(4), (7)
h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5 %	5	20	40	(4), (7) y (8)
i) Volados en vía pública (merquesinas, balcones y similares)	15	70	300	
j) Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	250	(9)

**Observaciones a la tabla de cargas vivas unitarias**

1) Para elementos con área tributaria mayor -  $1/2$  de  $36 \text{ m}^2$ ,  $w_m$  podrá reducirse, tomandola igual a  $100 + 420A$  (A es el área tributaria en  $\text{m}^2$ ). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de  $w_m$ , una carga de 500 kg, aplicada sobre un área de  $50 \times 50$  cm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de  $w_m$ , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 250 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicada en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

2) Para elementos con área tributaria mayor de  $36 \text{ m}^2$ ,  $w_m$  podrá reducirse, tomandola igual a  $180 + 420A - 1/2$  (A es el área tributaria en  $\text{m}^2$ ). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de  $w_m$ , una carga de 1000 kg aplicada sobre un área de  $50 \times 50$  cm en la posición más crítica

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota (1), se considerará en lugar de  $w_m$ , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 500 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 150 kg para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3) En áreas de comunicación de casas habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el caso a) de la tabla

4) En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de  $100 \text{ kg/m}^2$  actuando al nivel y en la dirección más desfavorables.

5) En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

6) Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios del artículo 187, la carga unitaria,  $w_m$ , que no será inferior a  $350 \text{ kg/m}^2$  y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción.



7) Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica.

8) Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según el artículo 194.

9) Más una concentración de 1500 kg, en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

## TABLA II

Departamento del Distrito Federal  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
Octubre 29, 1987

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento  
Sección 3.2, Tabla 1, Corrección por exposición y por altura

**Factores de corrección de la presión de viento  
por condiciones de exposición**

Zona	A	B	C
K	0.65	1.0	1.6
a	3.6	4.5	7.0

## TABLA III

Departamento del Distrito Federal  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
Octubre 29, 1987

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento  
Sección 3.3, Caso I, Corrección por exposición y por altura

Los factores de presión,  $C_p$ , de la ecuación 1 se determinan según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo a la clasificación siguiente:

**Caso I Edificios y construcciones cerradas**

Se considerarán los siguientes factores de presión para el diseño de la estructura principal

	$C_p$
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento*	-0.5
Paredes laterales	-0.7
Techos planos	-0.7
Techos inclinados para acción paralela a las generatrices	-0.7
Techos inclinados lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados lado de barlovento**	$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$
Techos curvos	ver Tabla 2

\* La succión se considera constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel  $z$  igual a la altura media del edificio

\*\*  $\theta$  es el ángulo de inclinación del techo en grados

Departamento del Distrito Federal  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
Julio 6, 1987

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal  
Título Sexto, Capítulo III  
Criterios de diseño estructural

**Art. 184 (Transcripción)** Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En las construcciones comunes, la revisión de los estados límite de deformaciones se considerará cumplida si se comprueba que no exceden los valores siguientes:

I.- Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240, más 0.5 cm. Además, para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables; se considerará como estado límite una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre 480, más 0.3 cm. Para elementos en voladizo, los límites anteriores se multiplicarán por dos, y

II.- Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso entre 500 para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones e igual a la altura de entrepiso entre 250 para otros casos; para diseño sísmico se observará lo dispuesto en los artículos 209 a 211 de este Reglamento.

Se observará además lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras.

Adicionalmente se respetarán los estados límite de servicio de la cimentación y los relativos a diseño sísmico, especificados en los Capítulos respectivos de este Título.