



011612ej⁵

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

T E S I S

**ANALISIS DE MARCOS DE ACERO CON
EFECTOS DE MEMBRANA**

PRESENTADA POR:

RODRIGO GOMEZ FLORES

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)**

DIRIGIDA POR:

ING. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS

Ciudad Universitaria, 1998

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

6534



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A Dios, quien ha sido sumamente generoso y amoroso
conmigo y mis seres queridos.

Con mucho cariño y agradecimiento a mis padres y a
mis hermanos, por quienes he sido fortalecido y soy.

Al Ing. Neftalí Rodríguez Cuevas por su apoyo
incondicional y su brillante labor como catedrático.

RECONOCIMIENTOS

A la UNAM, generosa casa de estudios.

A mis profesores de la DEP-FI, por compartirme sus conocimientos y talentos.

Í N D I C E

RESUMEN	iii
INTRODUCCIÓN	iv
CAPÍTULO 1: ESTRUCTURACIÓN Y DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA DEL EDIFICIO	1
CAPÍTULO 2: MÉTODO DE LA MEMBRANA ESFORZADA EN CONSTRUCCIONES DE ACERO	4
2.1 Generalidades	4
2.2 Flexibilidad por cortante de un panel	6
2.2.1 Flexibilidad por deformación de la hoja, c_1	7
2.2.2 Flexibilidad por deformación de la hoja por cortante, $c_{1.2}$	8
2.2.3 Flexibilidad por deformación axial de los largueros, $c_{1.3}$	8
2.2.4 Flexibilidad por los sujetadores de las hojas, c_2	8
2.2.5 Flexibilidad por los sujetadores hoja - larguero, $c_{2.1}$	9
2.2.6 Flexibilidad por los sujetadores hoja - hoja, $c_{2.2}$	9
2.2.7 Flexibilidad por los sujetadores hoja - conector de cortante, $c_{2.3}$	9
2.2.8 Flexibilidad por la conexión larguero - viga principal, c_3	10
2.3 Proceso de diseño elástico	10
2.3.1 Edificios con marcos de un claro con techo rectangular (pendiente nula)	11
2.3.2 Edificios con marcos de un claro con techo inclinado	12
2.3.3 Un marco cargado	13
2.4 Consideraciones prácticas	13
CAPÍTULO 3: DETERMINACIÓN DE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES	21
3.1 Descripción del problema	21

3.2 Presiones de diseño de la estructura principal	22
3.3 Cargas de viento sobre los marcos	31
3.4 Cálculo de las presiones de diseño para los elementos secundarios de la estructura	34
3.5 Cálculo de las presiones de diseño para los recubrimientos de la estructura	45
3.6 Cálculo de las presiones de diseño para los anclajes de los recubrimientos de la estructura	50
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL TRADICIONAL	54
4.1 Análisis y diseño por el método tradicional	54
4.1.1 Revisión de las secciones de los marcos	55
4.1.2 Revisión de las secciones de las viguetas y los largueros	58
4.2 Análisis y diseño de los recubrimientos	63
4.3 Diseño de los sujetadores	67
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR EL MÉTODO DE LA MEMBRANA ESFORZADA	71
5.1 Cálculo de la flexibilidad de los paneles	72
5.2 Momentos y desplazamientos en los marcos sin cubierta	78
5.3 Equilibrio en los marcos cubiertos	80
5.4 Factores de reducción m	84
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	87
REFERENCIAS	98
APÉNDICE A: Tablas para el método de la membrana esforzada	
APÉNDICE B: Archivos de datos de los marcos del Capítulo 4	
APÉNDICE C: Archivos de datos de las láminas L2 y L3 del Capítulo 4.	

RESUMEN

En el presente trabajo se estudia la importancia del efecto de membrana, reducción de los desplazamientos y esfuerzos, en los elementos estructurales de un edificio tipo industrial formado por marcos de acero y techo de lámina. El método empleado para realizar el análisis estructural del edificio es conocido como "Método de la membrana esforzada", y está basado en la evaluación de la flexibilidad de los diferentes elementos que forman la estructura. El edificio que se revisa se ubicará en el puerto de Altamira, Tamaulipas, motivo por el cual se estudia la influencia del viento sobre el mismo.

Los resultados indicaron que, utilizando determinados conectores para sujetar las láminas de la cubierta y cambiando las propiedades de los elementos de cubierta (espesor de lámina, tipo de sujetadores, grado de restricción de los paneles extremos, la orientación de las láminas y la sección de los marcos sin cubierta), es posible reducir y distribuir de manera más uniforme los esfuerzos por flexión y desplazamientos en los diferentes marcos del edificio, lo que puede resultar en un ahorro importante del acero de los marcos.

INTRODUCCIÓN

Es necesario que toda región geográfica tenga áreas de almacenamiento, en las ciudades se requiere de bodegas que alojen alimentos para ser distribuidos; en las fábricas manufactureras es necesario proteger del intemperismo a los materiales, maquinaria y a los trabajadores; los aeropuertos requieren de hangares para el mantenimiento de las naves; y en los puertos es indispensable tener grandes zonas de almacenamiento para la mercancía que entra o sale de los mismos, por ejemplo.

En nuestro país, actualmente, el uso del acero es común para proyectar estructuras tales como edificios habitacionales, de oficinas, puentes, estacionamientos, etc. Muchas de estas estructuras usan cubiertas metálicas, como láminas de acero galvanizado. El efecto de las láminas en la reducción de los elementos mecánicos y de los desplazamientos en las naves industriales no se toma en cuenta. En otros países, como Inglaterra y Estados Unidos, se han desarrollado métodos que toman en cuenta este efecto, habiéndose obtenido una reducción importante en el peso de los marcos de acero.

El método que se presenta en este trabajo permite usar áreas con grandes claros libres, con un mínimo de acero estructural. Esta reducción en peso de acero estructural disminuye el costo total del edificio. En el presente trabajo se determina la contribución de la cubierta de acero en la reducción de los esfuerzos por flexión y desplazamientos de los marcos en un edificio industrial ubicada en Altamira, Tamaulipas. En esta zona se presentan huracanes que generan velocidades elevadas del viento, lo cual se traduce en altas presiones actuantes sobre las cubiertas. Generalmente el diseño por el método tradicional, con trabajo independiente de los marcos, está regido por los desplazamientos. Al usar el método de la membrana esforzada, que hace uso de múltiples resultados de pruebas a escala en edificios industriales⁽⁵⁾, se resalta la importancia del trabajo de membrana de la cubierta en el diseño de estos edificios.

Se define como membrana esforzada a la cubierta que está sometida a tensiones debido a su comportamiento bajo las acciones de trabajo. En la naturaleza encontramos ejemplos donde el trabajo de membrana es eficiente: en un huevo de gallina, la cáscara de una naranja, las alas de un murciélago. En todos ellos el trabajo de la membrana genera esfuerzos de tensión principalmente, eliminando la falla por pandeo debido a compresión; el uso de materiales ligeros para la fabricación de paracaídas es otro ejemplo claro del trabajo de membrana, donde se resisten elevadas tensiones con materiales ligeros. Ya que la cubierta de acero en un edificio industrial es suficientemente delgada, al estar sometida a las fuerzas de viento, trabajará como una membrana que transmite las cargas por medio de campos de tensión hacia algunos elementos capaces de transmitir las cargas a la cimentación.

Este trabajo es exploratorio en el área del acero estructural en México, para dar una justificación a una mayor investigación al respecto, de ser posible su aplicación.

Capítulo 1: ESTRUCTURACIÓN Y DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA DEL EDIFICIO

Los puertos son lugares en la costa defendidos de los efectos del viento, en donde existen áreas de almacén y distribución de mercancías, mismas que se almacenan en grandes naves industriales para evitar los daños provocados por el sol, lluvia, viento. Las embarcaciones que las transportan tienen capacidades extraordinarias, y al embarcar o desembarcar no es posible una sola maniobra, por lo que es necesario usar almacenes o bodegas para resguardarlas mientras tanto.

El edificio en consideración se ubicará en el puerto de Altamira, Tamaulipas, donde la acción del viento es importante en el diseño del edificio; a saber, en las costas y penínsulas se presentan las mayores velocidades del viento en nuestro país. El destino del edificio será el de almacenamiento, por ello no se considera necesario el uso de material aislante en las paredes y el techo del mismo. Las paredes y el techo del edificio serán de láminas dobladas de acero galvanizado que se sujetarán directamente a las viguetas y largueros, la dirección del claro de las corrugaciones de las láminas en el techo serán paralelas al plano del marco y en las paredes serán verticales; entendiéndose por viguetas y largueros aquellos elementos sobre los cuales se han de sujetar las láminas en el techo y en las paredes respectivamente. El edificio medirá 80 m de largo por 60 m de ancho; se colocarán 11 marcos estructurales de acero, a una separación de 8 m longitudinalmente, mientras que el claro libre de cada marco será de 60 m. El techo será a dos aguas con una pendiente de 1:10. Se propondrá una sección "I" variable de las columnas y de las trabes que forman el marco, para reducir en lo posible el peso del acero, con variación en el ancho de los patines. Los marcos de acero se articularán en su base para permitir mayor flexibilidad, pues la relación de la flexibilidad del panel entre la del marco debe ser tan pequeña como sea posible⁽⁵⁾, para que exista una distribución apreciable de cortante entre los marcos; además, se evita que las columnas transmitan momento flector a la cimentación. Sobre los marcos se colocarán las viguetas, con su patín

superior a nivel con el patín superior de las vigas, para evitar el uso de transmisores de cortante y así reducir la flexibilidad por este concepto. Las láminas se colocarán directamente sobre las viguetas ó los largueros, sujetándolas a ellos por medio de remaches de aluminio ó tornillos de acero. Todos los sujetadores tendrán rondana de plástico para formar un sello y evitar las goteras. Habrá una puerta para permitir el acceso de vehículos, las dimensiones de la puerta son 12 m de ancho por 4 m de alto, y estará ubicada en el centro del muro A de 60 m de largo, por lo que los muros A y B se han de considerar como paneles cuyas dimensiones efectivas para análisis serán de 60 m de largo por 6 m de ancho. No se considera el uso de lámina translúcida para iluminación durante el día, así como tampoco la ubicación de extractores de aire.

Por principio, se realizará un análisis y diseño estructural típico o tradicional, es decir, el trabajo aislado de los marcos, de acuerdo al área tributaria de cada uno. Se diseñarán las secciones de los marcos, viguetas, largueros, sujetadores y recubrimientos. Con este diseño, al aplicar el método de la membrana esforzada⁽⁵⁾, se podrá calcular la contribución de las láminas y obtener nuevos desplazamientos y esfuerzos en los miembros. Posteriormente se harán comparaciones entre ambos métodos y recomendaciones respecto al uso del método de la membrana esforzada, como una opción de análisis y diseño de este tipo de edificios industriales. Finalmente, se establecerán conclusiones en cuanto a sí el método presentado es útil y vale la pena investigar más respecto a sus aplicaciones.

En la figura 1.1 se muestra el edificio en cuestión con sus principales características:

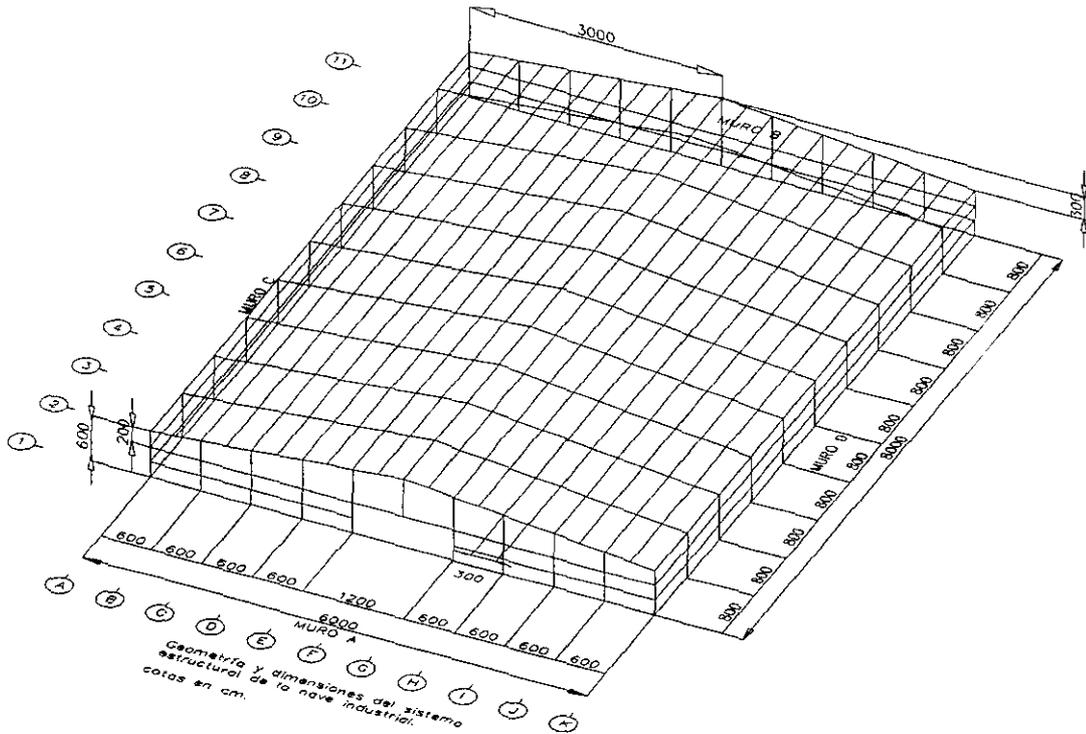


Figura 1.1.- Geometría y dimensiones del sistema estructural en el edificio industrial.

Capítulo 2: MÉTODO DE LA MEMBRANA ESFORZADA EN CONSTRUCCIONES DE ACERO

2.1 Generalidades

Cuando las láminas de acero están debidamente conectadas entre sí, con las vigas y los largueros, éstas contribuyen notablemente a incrementar la resistencia y la rigidez a la flexión del marco de acero, mientras que contribuyen poco o nada cuando las conexiones son flexibles.

Se considera que la cubierta actúa como un diafragma rígido que transmite las cargas hacia los apoyos, por medio de campos de tensión, por lo que es necesario usar marcos rígidos intermedios o en los extremos, que sean capaces de tomar las fuerzas de los marcos internos, sin que presenten grandes desplazamientos o limitándolos a valores aceptables. Por el contrario, cuando todos los marcos son flexibles, trabajan independientemente y su diseño es el típico, por áreas tributarias.

Para usar el método de la membrana esforzada son necesarias algunas consideraciones básicas que provienen de las recomendaciones de experimentos⁽⁵⁾, y son las siguientes:

1. Al menos, debe haber dos marcos contraventeados extremos para transmitir las cargas hacia la cimentación, de lo contrario, la cubierta transmite la carga entre los marcos de manera que trabajan independientemente (la práctica común).
2. La cubierta debe estar sujeta directamente a los largueros y a las vigas de perímetro o columnas, y debe haber una debida conexión del traslape entre láminas. No deben usarse conexiones de fricción, que transmitan cortante en condiciones de servicio.
3. Las conexiones deben ser capaces de transmitir las fuerzas de diafragma a los marcos rígidos.
4. La cubierta y los sujetadores deben ser considerados como elementos estructurales, así que debe existir una correcta supervisión durante la construcción y un mantenimiento continuo. En la práctica común, las láminas se

consideran sólo como recubrimiento.

En lo sucesivo, las revisiones que se harán por el método de la membrana esforzada, serán en el intervalo elástico bajo carga estática. El efecto de las láminas depende de la flexibilidad del panel de cortante ubicado en el techo, ó en los muros, con relación a la flexibilidad del marco sin cubierta. La flexibilidad por cortante del panel se define como el desplazamiento por cortante, c , del panel cuando se somete a un cortante unitario. La flexibilidad del marco se define como el desplazamiento, k , cuando el marco sin cubierta se somete a cargas de alero unitarias horizontales.

La relación de flexibilidad, $r = c / k$, es determinante para que la cubierta tenga un efecto considerable o no; si r es grande el efecto de la cubierta es despreciable y viceversa. Esto quiere decir que, cuando r es pequeña, la cubierta es rígida en comparación con el marco, por lo tanto, la cubierta es capaz de distribuir las fuerzas sobre los marcos; mientras que cuando r es grande, existe una flexibilidad tal de la cubierta que no le permite distribuir las cargas uniformemente en los marcos. De esto se observa la importancia de que los marcos por analizar se articulen en su base, para permitirles una mayor flexibilidad.

Se sugiere⁽⁵⁾ que no se tome en cuenta el efecto de la cubierta, cuando en la construcción la separación entre marcos apuntalados exceda lo siguiente:

1. En construcciones con techo de pendiente cero, hasta cuatro veces el ancho.
2. En construcciones con techo inclinado, hasta dos veces y media el ancho. En este caso, el ancho es de 60 m y la separación entre marcos es de 80 m, por lo que no hay problema.

Es recomendable usar el método en marcos de un nivel, o para construcciones de dos o tres niveles, en los cuales no se esperen problemas de inestabilidad⁽⁵⁾.

El edificio debe ser seguro en todas las etapas de construcción, garantizando que el marco sea estable bajo su propio peso. Se sugiere que el marco se diseñe con el límite de fluencia del material, y que los elementos se acerquen al criterio de inestabilidad,

ya que la reducción de los esfuerzos y desplazamientos pueden ofrecer un factor de seguridad adecuado. Si se desea que la cubierta sea el elemento principal de trabajo, deberá proporcionarse soporte temporal durante la fase constructiva para garantizar la estabilidad del edificio, y una vez que se garantice el trabajo de membrana, deberá retirarse el soporte temporal.

En el presente trabajo se diseñaron los marcos por las recomendaciones del manual IMCA^(11,12), parte 1 Diseño Elástico, para los marcos que trabajan aislados. Bryan recomienda los siguientes valores mínimos como factores de carga para la fuerza cortante de láminas y de sujetadores:

1. Carga muerta + carga superpuesta: 2.25
2. Carga muerta + carga superpuesta + viento: 1.80

2.2 Flexibilidad por cortante de un panel

En un panel de cortante, la flexibilidad está dada principalmente por⁽⁶⁾:

1. Deformación de la hoja. Debido a la presencia de cortante en el plano de la lámina. Se considera el efecto de la distorsión del perfil de la hoja, la deformación por cortante en la hoja, y la deformación axial de los largueros. Flexibilidad c_1 .
2. Sujetadores de láminas. Se ha mencionado que los sujetadores presentan un papel importante en la flexibilidad, se toma en cuenta la conexión: Hoja - larguero, hoja - sujetador y hoja - hoja. Flexibilidad c_2 .
3. Conexión larguero - columna o larguero - viga principal. Esta flexibilidad es válida cuando no se usan conectores de cortante. Flexibilidad c_3 .

La flexibilidad total del marco vale, en general, $c = c_1 + c_2 + c_3$, donde c_1 , c_2 y c_3 se calculan más adelante.

Notación:

- a = longitud del panel de cortante, perpendicular al claro de las hojas, mm.
 A = área de la sección transversal de los miembros de orilla (miembro perpendicular

- al claro de la hoja), mm^2 .
- b = ancho o profundidad del panel de cortante (paralelo a la dirección del claro de la hoja), mm .
- c = flexibilidad total del panel de cortante (paralelo a la dirección del claro de la hoja), mm/ton .
- c' = flexibilidad total del panel de cortante (perpendicular a la dirección del claro de la hoja), mm/ton .
- d = distancia centro a centro de las corrugaciones del perfil de la hoja, mm .
- E = módulo de elasticidad = 21 ton/mm^2 para acero.
- f = factor de corrección para permitir largueros intermedios.
- h = altura de la corrugación, mm .
- k = constante que depende del tipo de lámina (ver tablas 1 a 5 del apéndice A).
- l = ancho de la cresta de la corrugación, mm .
- n_p = número de largueros (orilla + intermedios).
- n_s = número de conexiones para traslapar las láminas.
- n_{sc} = número de sujetadores hoja - conector de cortante.
- n_{sh} = número de anchos de lámina por panel.
- p = distancia entre sujetadores hoja - larguero.
- s = deslizamiento por cada sujetador hoja - larguero por unidad de carga, mm/ton .
- s_s = deslizamiento por cada sujetador hoja - hoja por unidad de carga, mm/ton .
- s_{sc} = deslizamiento por cada sujetador hoja - conector por unidad de carga, mm/ton .
- s_{pr} = movimiento del lecho superior del larguero, relativo a la columna o viga principal, mm/ton .
- t = espesor de lámina, mm .
- v = relación de Poisson = 0.25 para acero⁽⁵⁾.

2.2.1 Flexibilidad debida a la deformación de la hoja, $c_1^{(6)} = c_{11} + c_{12} + c_{13}$, donde:

c_{11} = la distorsión de la hoja, depende del arreglo de los sujetadores, mm/ton

c_{12} = la deformación por cortante de cada cara de la corrugación, mm/ton

c_{13} = la deformación axial de los largueros, mm/ton

$$c_{11} = \frac{1.4126 * a * d^4 * f_1 * k}{E * t^3 * b^3} \text{ (mm/ton)}$$

Las tablas a que se hace referencia en este capítulo aparecen en el apéndice A.

Donde k se halla en la tabla 1 y vale cero para hojas planas, f_1 se obtiene de la tabla 6. Cuando se tenga un perfil diferente a los de la tabla, el valor de k se puede aproximar por un perfil similar, esto se hará en este problema. Se calculan las relaciones L/d y h/d y por el uso de las tablas 2 a 5 se halla k según sea el caso:

A) Tabla 2 para sujetadores en todas las corrugaciones.

B) Tabla 3 para sujetadores en corrugaciones alternas.

C) Tabla 4 para 1 sujetador en 3 corrugaciones.

D) Tabla 5 para 1 sujetador en 4 corrugaciones.

Debe hacerse la diferencia entre el modo de colocación de las láminas ya que, si se colocan invertidas, las propiedades cambian, excepto que sea simétrica respecto a un eje paralelo al ancho de la lámina.

2.2.2 Flexibilidad por deformación de la hoja por cortante, c_{12}

$$c_{12} = \frac{19.62 * a * f_2 * (1 + \nu) * (1 + 2 * \frac{h}{d})}{b * E * t} \text{ (mm/ton)}$$

2.2.3 Flexibilidad por deformación axial de los largueros, c_{13}

$$c_{13} = \frac{19.62 * a^3 * f_3}{3 * b^2 * A * E} \text{ (mm/ton)}$$

el valor de f_i se obtiene de la tabla 6.

2.2.4 Flexibilidad debida a los sujetadores de las hojas, $c_2^{(6)} = c_{21} + c_{22} + c_{23}$

Debido al deslizamiento de los sujetadores, en cada efecto pueden presentarse dos

casos:

Caso (1): Lámina fijada a los largueros y a los conectores de cortante, que podría aplicarse al caso de estructuras nuevas; y

Caso (2): lámina fijada a los largueros, comúnmente aplicable al análisis de estructuras existentes.

2.2.5 Flexibilidad debida a los sujetadores hoja - larguero, c_{21}

$$\text{Caso (1)} \quad c_{21} = \frac{19.62 * a * s * p * f_3}{b^2} \text{ (mm/ton)}$$

$$\text{o Caso (2)} \quad c_{21} = \frac{19.62 * s * p}{a} * \left(\frac{6}{n_p} + \frac{a^2 * f_3}{b^2} \right) \text{ (mm/ton)}$$

Donde f_3 se obtiene de la tabla 6, y s de pruebas o de la tabla 7.

Cuando se requiera calcular s debe obtenerse una curva carga - deslizamiento por sujetador y el último valor de carga, dividido por el factor de carga, es la carga de servicio, la cual se usa en el diseño. En todos los casos el sujetador debe revisarse contra el corte.

2.2.6 Flexibilidad debida a los sujetadores hoja - hoja, c_{22}

$$\text{Caso (1)} \quad c_{22} = 9.81 * \frac{(n_{sh} - 1) * s_s}{n_s} \text{ (mm/ton)}$$

$$\text{o Caso (2)} \quad c_{22} = 9.81 * \frac{n_{sh} * s_s}{n_s} \text{ (mm/ton)}$$

Donde s_s se calcula de la siguiente manera: si los conectores del traslape entre láminas están en un valle en su intersección con los largueros, entonces la unión es lamina - larguero; si están en cresta, entonces no tocan a los largueros y los conectores son lámina - lámina. Puede usarse s_s de la tabla 7, o bien calcularlo mediante pruebas, como en c_{21} .

2.2.7 Flexibilidad debida al sujetador hoja - conector de cortante, c_{23}

Caso (1)
$$c_{23} = \frac{19.62 * s_{sc}}{n_{sc}} \text{ (mm / kN)}$$

o Caso (2) No aplicable.

2.2.8 Flexibilidad debida a la conexión larguero - viga principal, $c_3^{(6)}$

Cuando el cortante se transmite de las hojas a la viga principal, sin usar conector de cortante, aparece la siguiente flexibilidad:

$$c_3 = \frac{19.62 * s_{pr}}{n_p} \text{ (mm/ton)}$$

Donde s_{pr} se halla en la tabla 8. Además, ahí mismo, se halla el valor de la carga elástica por cada conector. Si se usan conectores de cortante, o si las láminas están alineadas con la parte superior de la viga, a nivel, $c_3 = 0$.

2.3 Proceso de diseño elástico

Enseguida se describe un procedimiento para tomar en cuenta la contribución en rigidez y resistencia a la flexión y desplazamiento de las cubiertas de acero en los edificios industriales formadas por marcos de acero. Se considera que las cargas que actúan normales al plano de la cubierta son despreciables⁽⁵⁾, por tanto, las cargas de viento se transmiten a los marcos de acero como cargas puntuales que actúan en el plano del marco, llegando a través de las viguetas y los largueros que sobre ellos se apoyan.

Debido a que la cubierta ayuda al trabajo de los marcos en su plano, los momentos en un marco cubierto se pueden considerar como:

- (1) los momentos con los aleros restringidos, más
- (2) m veces los momentos debido a fuerzas iguales y opuestas a las que resultan de restringir los aleros.

Donde m = factor de reducción, el cual depende de la relación de flexibilidad (r) del

panel al marco, del número de marcos en el edificio, y de la posición de un marco en particular dentro del edificio.

Es necesario usar la siguiente notación:

c = flexibilidad por cortante del panel de lámina, mm/ton.

c_h = componente horizontal de c , mm/ton = $c / \cos^2 \gamma$, donde γ = ángulo de la horizontal con la viga principal, en grados (ver figura 2.1).

k = flexibilidad del marco, mm/ton.

m = factor de reducción aplicable a los elementos mecánicos que resultan de aplicar las reacciones (R) opuestas en los aleros, al impedir su desplazamiento (sección 2.3.2).

P = fuerza horizontal de alero en el marco debido al efecto de la cubierta, ton, (P_2, P_3, \dots, P_n , aplica al marco 2, 3, ..., n).

r = flexibilidad relativa del panel al marco.

R = reacción horizontal en los aleros debido a la restricción completa de los aleros, ton.

${}_n\Delta$ = desplazamiento horizontal del alero del marco descubierto (natural), sólo bajo cargas de diseño, mm.

Δ_i = desplazamiento horizontal del alero del marco cubierto, sólo bajo cargas de diseño, mm, referido al i - ésimo marco.

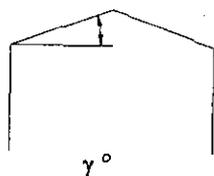


Figura 2.1.- Ángulo de inclinación (γ°) del techo.

2.3.1 Edificios con marcos de un claro con techo rectangular (Pendiente nula)

En este tipo de edificios, sujetos a carga vertical y lateral, se lleva a cabo un análisis del marco descubierto con las restricciones de alero y sin ellas; después se obtienen

sus diagramas de momento respectivos. Los valores de c y k se determinan como se mostró antes y se calcula r . Se buscan en la tabla 10 los valores de m . Se considera que los marcos extremos están contraventeados en su plano. Para este problema, debido a que los marcos tienen diferentes valores de cargas por viento, el valor de m se obtendrá por la aplicación de los principios básicos^(4,5): Determinando los valores de m para cada marco, ya que las tablas proporcionan un valor para cada marco sólo cuando la carga es la misma en cada uno de los marcos, en el capítulo 5 se mostrará como hacer esto.

Los momentos de diseño se calculan como sigue:

Momento flector en el marco cubierto = Momento flector con restricción lateral en el marco descubierto + m veces el momento flector sin restricción lateral en el marco descubierto.

Esto indica que la fuerza ejercida en el marco por la cubierta es $(1 - m)$ veces la fuerza de restricción lateral del marco descubierto. En términos generales:

$$P = (1 - m) R$$

De esta manera se pueden conocer las fuerzas totales en la cubierta y se puede verificar el factor de carga correspondiente.

2.3.2 Edificios con marcos de un claro con techo inclinado

En este tipo de edificios se obtienen los diagramas de momento bajo los siguientes casos:

- (1) cuando los aleros están restringidos, y
- (2) cuando el marco está bajo la acción de fuerzas iguales y opuestas a las fuerzas de restricción de los aleros.

La componente horizontal de la flexibilidad por cortante del panel, c_h , está en función de la inclinación del techo y se calcula considerando una sola pendiente del techo.

La flexibilidad relativa del panel al marco es $r = c_h / k$, este valor de r se usa para entrar a la tabla 10 y obtener el valor apropiado de m , o bien determinarlo por los principios básicos^(4,5) antes referidos. Entonces este factor, m , se aplica a los momentos del marco descubierto, caso (2) anterior, y al sumarlos al caso (1) se obtienen los momentos en el marco cubierto.

Finalmente, las fuerzas en las láminas, $P / \cos \gamma$, pueden hallarse en forma similar a la descrita en el inciso 2.3.1 donde se usó $\cos \gamma = 1.0$.

2.3.3 Un marco cargado

El método de la membrana esforzada es particularmente efectivo cuando se tiene un marco cargado, como en el caso de la carga proveniente de una grúa viajera sobre un marco de pendiente nula; en tal caso se presentan los menores valores posibles de m , reduciendo notablemente los momentos flectores. La magnitud de la carga debe ser pequeña en comparación con las cargas que son transmitidas al marco por medio de la cubierta, por ejemplo: carga muerta, carga viva y carga de viento.

2.4 Consideraciones prácticas⁽⁵⁾

Los marcos idealizados, para fines teóricos, se consideran continuos y asegurados fuertemente a los largueros, como si no estuvieran sujetos a carga transversal. En la práctica esto no es posible, debido a las limitaciones del largo de láminas; la iluminación del techo es necesaria, ó bien los huecos para colocar ventilación; es necesario aislar los muros y los techos, excepto en algunos edificios de agricultura o de almacenamiento; además, las láminas usualmente soportan alguna carga vertical o de viento, al mismo tiempo que soportan cortante en su plano.

Iluminación del techo

Existen diversos arreglos de tragaluces en los paneles, se mostrarán tres tipos:

Panel tipo (a)

Debido a que el área de iluminación es menor del 15% del área del panel, y está situada lejos de las orillas del panel, un tragaluz se puede considerar equivalente a una lámina de acero al calcular la flexibilidad por cortante. Para calcular la resistencia al corte del panel, la unión a lo largo del tragaluz debe tomarse en cuenta y los sujetadores de la junta que conectan el tragaluz a las láminas de acero se desprecian. Ver figura 2.1.

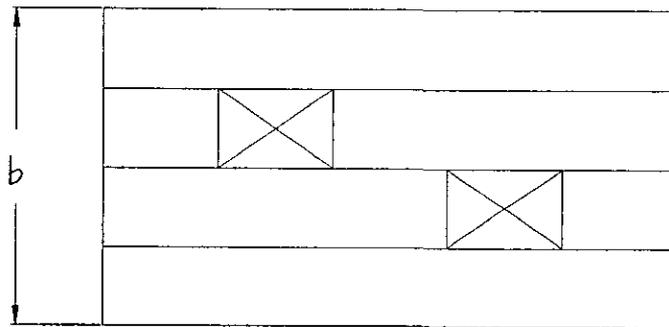


Figura 2.2.- Panel tipo (a).

Panel tipo (b)

Para calcular la flexibilidad por cortante y la resistencia al corte, la profundidad del panel debe tomarse como b' , ya que como se observa en la figura 2.2 el hueco elimina completamente las láminas de esa área.

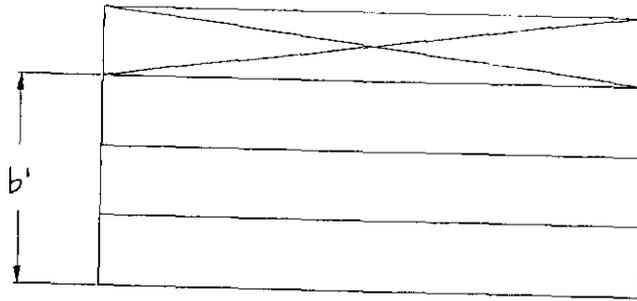


Figura 2.3.- Panel tipo (b).

Panel tipo (c)

El panel debe considerarse formado por dos partes, como se indica en la figura 2.3, en las cuales deben calcularse la flexibilidad por cortante y la resistencia al corte. Una porción tendrá una profundidad b'' y la otra como b''' . Si la flexibilidad calculada en estas porciones son c'' y c''' , entonces la flexibilidad total del panel será c , donde:

$$\frac{1}{c} = \frac{1}{c''} + \frac{1}{c'''}$$

La resistencia al corte del panel es la suma de las resistencias de cada parte, usando el principio de superposición de efectos⁽²⁾. Si existieran más paneles la flexibilidad sería la suma de todas las contribuciones.

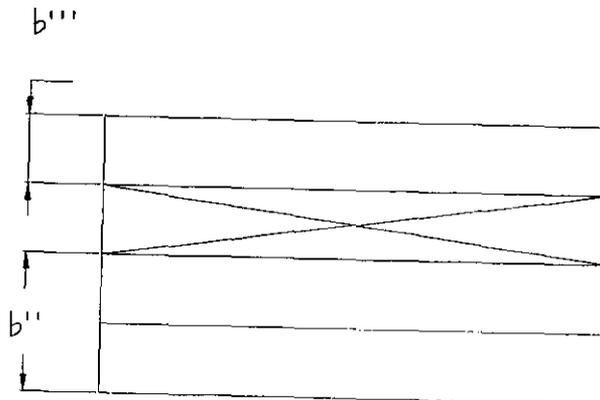


Figura 2.4.- Panel tipo (c).

Longitud de la lámina

La expresión de la flexibilidad debida a la distorsión de la hoja está dada por (sección 2.2.1):

$$c_{11} = \frac{1.4126 * a * d^2 * f_1 * k}{E * t^3 * b^3} \text{ (mm/ton)}$$

Si hay n longitudes de hojas por panel, la flexibilidad se incrementará $n^3 \times 1/n = n^2$ comparado con un panel que sólo tiene una hoja por panel⁽⁵⁾, debido a la discontinuidad. Por ello, la flexibilidad debida a la distorsión de la hoja, c_{11} , se debe multiplicar por los siguientes factores para los distintos números de hojas por panel:

Número de longitudes de hoja por panel	Factor que multiplica a c_{11}
1	1
2	4
3	9
4	16 etc.

Es deseable usar hojas de lámina suficientemente largas para evitar en lo posible el incremento de flexibilidad.

Aislamiento

Se recomienda sujetar las láminas directamente a los conectores de cortante, siempre que sea posible, usando conectores de cortante de profundidad adecuada. De esta manera no se necesita incrementar la flexibilidad del panel. Si no es posible, deben usarse paquetes de aislante de madera dura aumentando la flexibilidad al

doble. Si el aislamiento se coloca bajo los largueros, entonces la cubierta debe fijarse directamente a los largueros y a los conectores de cortante, y no se debe incrementar la flexibilidad del panel. Por lo anterior, no habrá reducción significativa en la resistencia última al corte de un panel por el uso del aislamiento.

Carga transversal

Cuando se presenta carga normal a la cubierta, ésta carga evita que las láminas se distorsionen libremente, lo que resulta en una reducción de la flexibilidad por este concepto. Además, esta carga impuesta aumenta la fricción entre las láminas y los largueros y por ello se incrementa ligeramente la carga última de corte de la cubierta. Las investigaciones preliminares⁽⁵⁾ en el efecto de succión y de cortante, indican que existe una reducción de la flexibilidad del panel. Por lo que la carga transversal aumenta la rigidez del panel.

Número de sujetadores de las hojas

La flexibilidad del panel se ve altamente afectada por la separación de los sujetadores entre láminas. Para lograr la máxima rigidez, es deseable fijar las láminas en todas las corrugaciones, pero en la práctica este grado de fijación no es necesario, ni posible en ocasiones. Aún, como sucede en la práctica común, si las láminas están fijas, se logra un aumento sustancial de rigidez.

Existe una economía considerable al usar sólo sujetadores en los largueros extremos en todas las corrugaciones; estos sujetadores son necesarios en los extremos de las láminas para soportar la succión del viento, por lo que esta distribución tiene doble utilidad.

Economía

El diseño de la cubierta esforzada es una mejor representación del verdadero comportamiento estructural del edificio, que la idealización de marcos aislados. Este aspecto del método es importante, porque se establece una interacción entre las láminas y los marcos, así que la economía potencial obtenida es importante.

Este método puede brindar un ahorro en peso del acero de marcos entre el 20 y 25% en un edificio⁽⁵⁾, y esto se logra con el incremento de algunos sujetadores. Debe notarse que el costo de usar el método de la cubierta esforzada puede ser un poco elevado debido a que la estandarización está en desarrollo, pero conforme se obtenga experiencia estos costos podrán disminuir.

Es necesario considerar el costo de la fijación de las láminas y de las futuras reparaciones, para determinar la reducción en costo total que puede obtenerse al usar este enfoque. En este caso es útil el concepto de costo esperado en el ciclo de vida de la estructura, en donde se trata de modelar todos los eventos, que provocan daño o costo, susceptibles de ocurrir durante la vida útil de la misma y de estimar el valor presente de la suma de dichos costos esperados. Sin embargo, en el presente trabajo no se han de considerar, por no ser el objetivo del mismo.

Corrosión⁽⁵⁾

En todas las estructuras es necesario prever la posible falla debido a la corrosión. Las estructuras de acero son especialmente sensibles a este efecto. Existe una preocupación grande acerca de la corrosión de las láminas alrededor de los sujetadores y del deterioro de los mismos. Estos puntos tienen en su contra a los siguientes:

1. El uso de la cubierta esforzada está enfocada solamente para proveer un factor de seguridad al edificio, por lo que no existe ningún riesgo de colapso debido a esta

causa, pues el diseño debe hacerse con la resistencia del acero en el límite de fluencia o con un valor cercano.

2. El nivel de esfuerzos de membrana es muy bajo, alrededor de un quinto o un décimo, en comparación con los valores debidos a flexión.

3. Pruebas de intemperismo acelerado con sujetadores en hojas de acero, cubiertas de plástico, han sido sujetas a condiciones muy corrosivas y no se ha obtenido ninguna corrosión en las láminas, ni en los sujetadores. Las rondanas de plástico de los sujetadores se adhieren dentro del plástico de las láminas de acero formando un sello efectivo.

Factores de carga

El método de la membrana esforzada representa más realmente el comportamiento de la estructura, siendo posible reducir los factores de carga. Estos factores siempre incluyen un nivel de incertidumbre y cualquier paso que reduzca esta incertidumbre, será una ventaja.

Misceláneos

1. Si se desea ampliar un edificio diseñado por el método de la cubierta esforzada después de construido, podría ser necesario, antes, apuntalar los marcos extremos para garantizar la estabilidad general. Alternativamente, el diseño original podría basarse en el conocimiento de la longitud final del edificio.

2. Bajo cargas de trabajo no existe agrandamiento de los agujeros de los sujetadores en las láminas, por lo tanto no pueden generarse goteras por esta causa.

3. La cubierta puede ayudar a resistir las cargas una vez que se ha fijado, por lo tanto, no puede ayudar a soportar cargas de peso propio.

4. Se ha evaluado la aplicación de cargas alternas. La carga que se aplicó fue casi la

misma que la carga de diseño, pero su naturaleza fue más parecida a la carga de impacto que a la carga cíclica, que en este caso se considera más severa. Se concluyó que las cargas cíclicas afectan poco a la flexibilidad⁽⁵⁾. Es deseable usar remaches Pop de aluminio, ya que los tornillos de auto - apriete duplican la flexibilidad.

En lo siguiente, se hará referencia al Tomo I de recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento, Sección C: Estructuras, C.F.E. (1993)⁽¹⁴⁾. Se usará la secuela de cálculo del ejemplo de aplicación número 4 del tomo III, en el mismo manual.

3.2 Presiones de diseño de la estructura principal

1) Clasificación de la estructura

Se considera que la falla representa un bajo riesgo en la pérdida de vidas humanas y que ocasionaría daños materiales de magnitud intermedia. Por lo tanto, por su importancia, la estructura se clasifica dentro del grupo B (inciso 4.3)⁽¹⁴⁾.

2) Determinación de la velocidad de diseño (V_b)

La importancia de la velocidad de diseño estriba en que la magnitud de las presiones depende del cuadrado de la velocidad. La velocidad de diseño depende de los siguientes factores (inciso 4.6)⁽¹⁴⁾:

2.1) Categoría de terreno

El terreno está rodeado por numerosas construcciones estrechamente espaciadas, entonces se clasifica de acuerdo a su rugosidad como tipo 3 (tabla I.1)⁽¹⁴⁾.

2.2) Clase de estructura según su tamaño

La estructura tiene 60 m por 80 m de largo que resultan ser mayores de 50 m. Entonces, según las dimensiones, la estructura se clasifica como una estructura Clase C (tabla I.2)⁽¹⁴⁾.

2.3) Velocidad regional (V_R)

Según el inciso 4.6.2⁽¹⁴⁾, para estructuras pertenecientes al grupo B corresponde un período de retorno T de 50 años. La velocidad regional que corresponde a Altamira, Tamaulipas es:

$$V_R = 160 \text{ km/hr}$$

Aproximadamente, ya que es un lugar ubicado muy cerca de Tampico, Tamaulipas.

2.4) Factor de exposición ($F_a = F_c F_{rz}$)

El factor de tamaño para una estructura Clase C es $F_c = 0.90$, indica el beneficio del tamaño. El factor de rugosidad y altura, F_{rz} , es constante, dado que la altura es menor de 10 m (inciso 4.6.3.2)⁽¹⁴⁾:

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{390} \right]^{0.171} = 0.834$$

Por lo tanto, según el inciso 4.6.3, el factor de exposición es:

$$F_a = 0.90(0.834) = 0.75$$

2.5) Factor de topografía

Se considera que el terreno tiene pendientes menores de 5%, cambios topográficos poco importantes y siendo un lugar cercano a la costa, se considera terreno plano; el factor de topografía es (tabla I.5)⁽¹⁴⁾ $F_T = 1.0$.

2.6) Velocidad de diseño

Finalmente, la velocidad de diseño es (inciso 4.6)⁽¹³⁾:

$$V_D = F_T F_a V_R$$

$$V_D = 1.0(0.750)(160) = 120.07 \text{ km/h}$$

3) Presión dinámica de base

La presión dinámica de base es la presión que se presenta sobre la superficie de una estructura cuando el viento actúa normal a la misma, depende de la dirección y de la magnitud de la velocidad del viento; también depende la temperatura y de la altura, ya que afectan la densidad del aire.

La altura de la estructura sobre el nivel del mar es de 12 m aproximadamente, y su temperatura promedio se considera de 24.3° C . La presión barométrica para esa altura es de 759.04 mm de Hg (tabla I.7)⁽¹⁴⁾. Por lo tanto, el factor G vale:

$$G = \frac{0.392(759.04)}{273 + 24.3} = 1.00$$

De acuerdo con la figura I.8, y dado que la pendiente de la cubierta ($\gamma = 5.71^\circ$) es menor de 60° , deben considerarse dos alturas de la estructura según la dirección de análisis. Para viento paralelo a las generatrices $H = 9 \text{ m}$, y para viento normal a las mismas, $H = 6 \text{ m}$. Pero, ya que las alturas son menores a 10 m, la presión dinámica de base (inciso 4.7) en ambas direcciones resulta constante⁽¹⁴⁾:

$$q_z = 0.0048(1.00)(120.07)^2 = 69.25 \text{ kg/m}^2$$

$$q_z = 0.0048GV_D$$

4) Selección del procedimiento de análisis de cargas

Debido a que la relación altura/ancho es de $9/60 = 0.15 < 5$ para el caso más desfavorable, el procedimiento de análisis será estático (inciso 4.8.1)⁽¹⁴⁾. El cálculo del

período fundamental de la estructura no es necesario ya que cumple las condiciones de dicho inciso:

- a) la altura total de la construcción, $H = 9$ m, es menor que 15 m,
- b) la planta es rectangular,
- c) la relación $H / D = 9 / 60 = 0.15 < 4$, y
- d) la pendiente del techo $\gamma < 20^\circ$.

Sin embargo, se calculará una vez propuestas las secciones de los elementos del marco, en función de las cargas calculadas. Por tanto, la estructura es del tipo 1 según su respuesta ante la acción del viento (inciso 4.4)⁽¹⁴⁾.

5) Presiones de diseño

5.1) Presiones interiores de diseño

Las presiones interiores de diseño que aquí se obtengan serán aplicables en el diseño de la estructura principal y de los elementos secundarios.

Suponiendo que la puerta del muro A (puerta ubicada en el claro de 60 m) se encuentra abierta, se presentan los siguientes casos.

A) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m)

Según la tabla I.13.b (caso 1.c) del inciso 4.8.2.2.2⁽¹⁴⁾, el coeficiente de presión interior, C_{pi} , es igual al coeficiente de presión exterior C_{pe} para muros laterales (tabla I.9, inciso 4.8.2.2.1)⁽¹⁴⁾; es decir, $C_{pi} = -0.2$, ya que la puerta se encuentra a una distancia del borde de barlovento de 24 m, la cual resulta mayor de $3(6) = 18$ m. Así, cuando el viento es normal a las generatrices, la presión interior de diseño es (inciso 4.8.2.2.2)⁽¹⁴⁾:

$$p_i = -0.20(69.25) = -13.85 \text{ kg / m}^2$$

B) Viento paralelo a las generatrices (a lo largo de los 80 m)

Dado que la relación entre el área abierta de barlovento ($12 \times 4 = 48 \text{ m}^2$) y el área abierta total de los otros muros y la cubierta ($= 0 \text{ m}^2$) es mayor que 6, se tiene que (caso 4a, tabla I.13.b)⁽¹⁴⁾ $C_{pi} = 0.8$. Así, cuando el viento es paralelo a las generatrices, la presión interior de diseño es:

$$p_i = 0.8(69.25) = 55.40 \text{ kg / m}^2$$

5.2) Presiones de diseño para la estructura principal ($p_d = p_i - p_e$)

Donde $p_e = C_{pe} K_A K_L q_z$, y C_{pe} es el coeficiente de presión exterior, K_A el factor de reducción de presión por tamaño de área, K_L el factor de presión local y q_z la presión dinámica de base.

En este inciso, debido a que se trata de determinar las presiones de diseño de la estructura principal, el factor de presión local, K_L , será igual a la unidad.

A) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m)

1. Muro de barlovento (muro C)

$C_{pe} = 0.8$ (tabla I.8)⁽¹⁴⁾ y $K_A = 1.0$ (por no ser muro lateral). Por tanto, la presión de diseño es (incisos 4.8.2.2.1 y 4.8.2.2.2)⁽¹⁴⁾:

$$p_d = p_e - p_i = 0.8(1.0)(1.0)(69.25) - (-13.85) = 69.25 \text{ kg / m}^2$$

2. Muro de sotavento (muro D)

Para $\theta = 0^\circ$, $d/b = 60/80 = 0.75 < 1$ y $\gamma = 5.71^\circ < 10^\circ$ se obtiene, de la tabla I.8, que $C_{pe} = -0.5$; dado que este muro no es lateral, $K_A = 1.0$. Así, la presión de diseño sobre este muro es:

$$p_d = p_e - p_i = -0.5(1.0)(1.0)(69.25) - (-13.85) = -20.78 \text{ kg / m}^2$$

3. Muros laterales

Muro A

Según la tabla I.9⁽¹⁴⁾, para $H = 6$ m, los coeficientes de presión exterior, en el sentido de los 60 m, son:

C_{pe}	= -0.65	(0 - 6 m)
	= -0.50	(6 - 12 m)
	= -0.30	(12 - 18 m)
	= -0.20	(18 - 60 m)

Los factores de reducción por tamaño de área, K_A , se obtienen mediante la interpolación de los valores anotados en la tabla I.11⁽¹⁴⁾ para las áreas tributarias que se muestran en la figura siguiente:

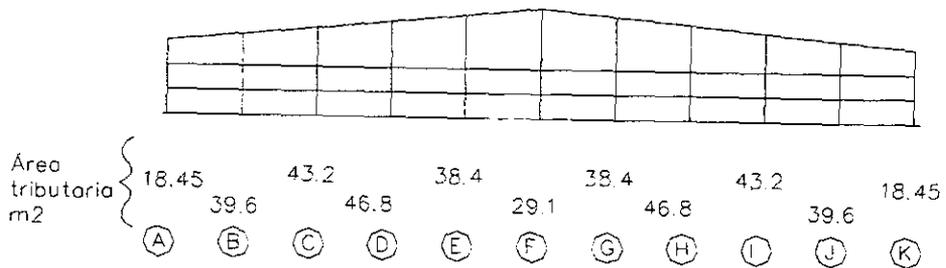


Figura 3.2.- Áreas tributarias para los ejes del muro A.

Con lo anterior, las presiones de diseño son ($K_L = 1.0$ para todos los ejes):

Muro A

EJE	C _{pe}	K _A	pd = pe - pi	kg/cm ²	qz, kg/m ²
A - A	-0.65	0.944	-28.61	kg/cm ²	69.18
B - B	-0.58	0.881	-21.21	kg/cm ²	
C - C	-0.40	0.876	-10.40	kg/cm ²	p _i , kg/m ²
D - D	-0.25	0.871	-1.23	kg/cm ²	-13.84
E - E	-0.20	0.882	1.63	kg/cm ²	
F - F	-0.20	0.895	1.45	kg/cm ²	En los ejes B, C y D
G - G	-0.20	0.882	1.63	kg/cm ²	se toma promedio
H - H	-0.20	0.871	1.78	kg/cm ²	de acuerdo a las
I - I	-0.20	0.876	1.72	kg/cm ²	áreas que concurren
J - J	-0.20	0.881	1.65	kg/cm ²	a cada eje.
K - K	-0.20	0.944	0.77	kg/cm ²	

Tabla 3.1.- Presiones de diseño del muro A.

Muro B

Las presiones en el muro B son las mismas, excepto las correspondientes a la ubicación de la puerta, que las del muro A. Así se tienen las siguientes presiones:

E - E	-0.20	0.866	1.85	kg/cm ²	qz, kg/m ²
F - F	-0.20	0.863	1.90	kg/cm ²	69.18
G - G	-0.20	0.866	1.85	kg/cm ²	
					p _i , kg/m ²
En los ejes B, C y D se toma promedio de acuerdo a las áreas que concurren a cada eje.					-13.84

Tabla 3.2.- Presiones de diseño del muro B.

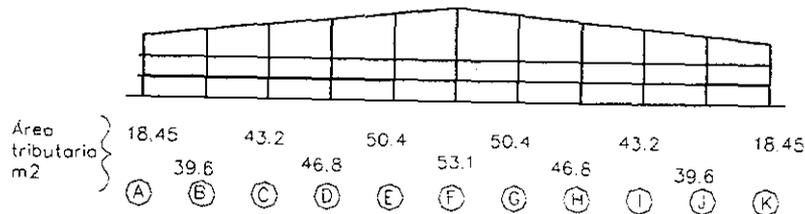


Figura 3.3.- Áreas tributarias para los ejes del muro B.

4. Cubierta

De la tabla I.10⁽¹⁴⁾, para $\theta = 0^\circ$, $H/d = 6/60 = 0.1 \leq 0.5$ y $\gamma = 5.71^\circ < 10^\circ$, los coeficientes de presión exterior, C_{pe} , son:

C_{pe}	= -0.9	(0	-	6 m)
	= -0.5	(6	-	12 m)
	= -0.3	(12	-	18 m)
	= -0.2	(18	-	60 m)

Por su parte, los factores K_A son iguales a 0.8 (tabla I.11)⁽¹⁴⁾ ya que las áreas tributarias correspondientes son mayores que 100 m^2 como se muestra en la siguiente figura:

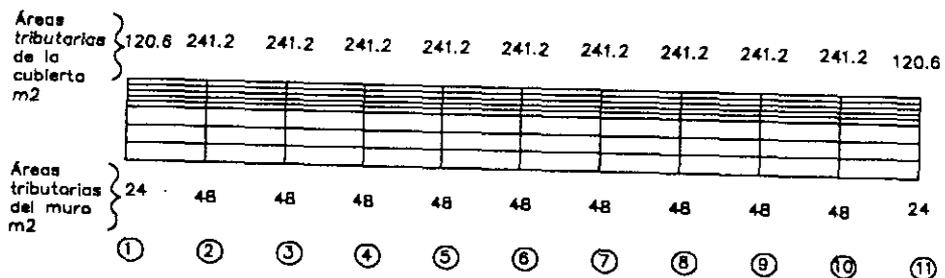


Figura 3.4.- Áreas tributarias en la cubierta y en los muros C y D.

Al emplear los coeficientes anteriores de presión exterior según los incisos 4.8.2.2.1 y 4.8.2.2.2⁽¹⁴⁾, las presiones de diseño para la cubierta, en el sentido de los 60 m, son:

$$\begin{aligned}
 p_d &= -0.9 (0.8) (1.0) (69.25) - (-13.85) = -36.01 \text{ kg/m}^2 & (0 & - & 6 \text{ m}) \\
 p_d &= -0.5 (0.8) (1.0) (69.25) - (-13.85) = -13.85 \text{ kg/m}^2 & (6 & - & 12 \text{ m}) \\
 p_d &= -0.3 (0.8) (1.0) (69.25) - (-13.85) = -2.77 \text{ kg/m}^2 & (12 & - & 18 \text{ m}) \\
 p_d &= -0.2 (0.8) (1.0) (69.25) - (-13.85) = 2.77 \text{ kg/m}^2 & (18 & - & 60 \text{ m})
 \end{aligned}$$

B) *Viento paralelo a las generatrices* (a lo largo de los 80 m)

1. Muro de barlovento (muro A)

Para este muro, de la tabla I.8⁽¹⁴⁾ se tiene que $C_{pe} = 0.8$ y $K_A = 1.0$ debido a que no es muro lateral. De esta manera, se obtiene:

$$p_d = 0.8 (1.0) (1.0) (69.25) - (55.40) = 0.0 \text{ kg/m}^2$$

2. Muro de sotavento (muro B)

Para $\theta = 90^\circ$ y $d/b = 80/60 = 1.33$, el valor de C_{pe} es igual a -0.43 (tabla I.8)⁽¹⁴⁾, mientras que $K_A = 1.0$ por no ser muro lateral. De tal manera, la presión de diseño es:

$$p_d = -0.43 (1.0) (1.0) (69.25) - (55.40) = -85.39 \text{ kg/m}^2$$

3. Muros laterales (muros C y D)

De la tabla I.9, para $H = 9 \text{ m}$ (figura I.8)⁽¹⁴⁾, los factores de presión exterior, en el sentido de los 80 m, son:

C_{pe}	= -0.65	(0 - 9 m)
	= -0.50	(9 - 18 m)
	= -0.30	(18 - 27 m)
	= -0.20	(27 - 80 m)

Por su parte, los factores K_A son 0.907 para un área tributaria de 24 m^2 y 0.869 para una de 48 m^2 (ver la figura 3.4), según la tabla I.11⁽¹⁴⁾.

Con los valores anteriores, las presiones de diseño son ($K_L = 1.0$ para todos los ejes):

EJE	* C_{pe}	K_A	$P_d = P_e - P_i$	$q_z, \text{kg/m}^2$
1 - 1	-0.65	0.907	-96.12	kg/cm^2 69.18
2 - 2	-0.59	0.869	-91.03	kg/cm^2
3 - 3	-0.45	0.869	-82.39	kg/cm^2
4 - 4	-0.29	0.869	-72.62	kg/cm^2 $P_i, \text{kg/m}^2$ 55.34
5-5a10-10	-0.20	0.869	-67.36	kg/cm^2
11 - 11	-0.20	0.907	-67.89	kg/cm^2

* Estos valores se calculan considerando la variación de C_{pe} dentro del área tributaria de cada eje.

Tabla 3.3.- Presiones de diseño de los muros C y D.

4. Cubierta

Según la tabla I.10⁽¹⁴⁾, para $\theta = 90^\circ$ y $H/d = 9/80 = 0.113 < 0.5$, los valores de C_{pe} son:

C_{pe}	= -0.9	(0 - 9 m)
	= -0.5	(9 - 18 m)
	= -0.3	(18 - 27 m)
	= -0.2	(27 - 80 m)

Los factores K_A son iguales a 0.8 (tabla I.10)⁽¹⁴⁾ ya que las áreas tributarias que le corresponden son mayores a 100 m^2 (véase la figura 3.4).

Con los valores anteriores, y con $K_L = 1.0$ para todos los ejes, las presiones de diseño para la cubierta, en el sentido de los 80 m, son:

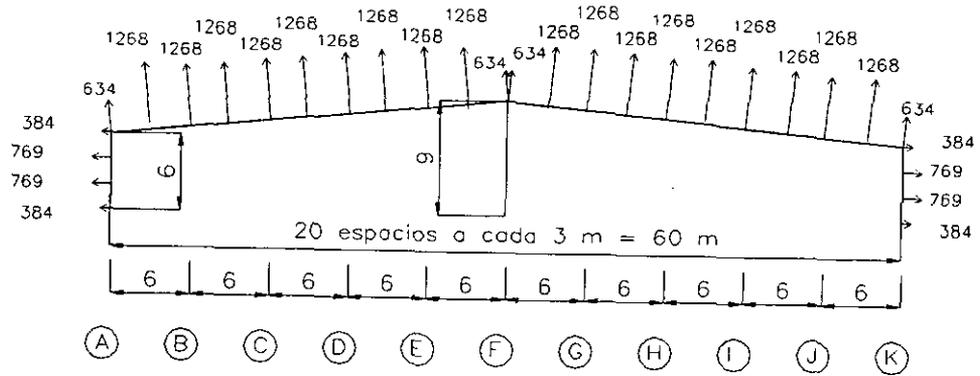
EJE	* C_{pe}	K_A	$p_d = p_e - p_i$	$q_z, \text{kg/m}^2$
1 - 1	-0.90	0.800	-105.15	kg/cm^2 69.18
2 - 2	-0.75	0.800	-96.85	kg/cm^2
3 - 3	-0.45	0.800	-80.24	kg/cm^2 $p_i, \text{kg/m}^2$
4 - 4	-0.29	0.800	-71.25	kg/cm^2 55.34
5-5a11-11	-0.20	0.800	-66.41	kg/cm^2

* Estos valores se calculan considerando la variación de C_{pe} dentro del área tributaria de cada eje.

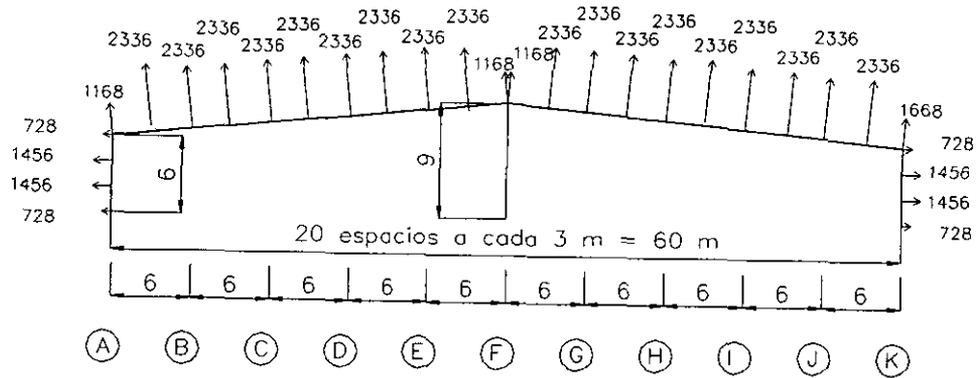
Tabla 3.4.- Presiones de diseño de la cubierta.

3.3 Cargas de viento sobre los marcos

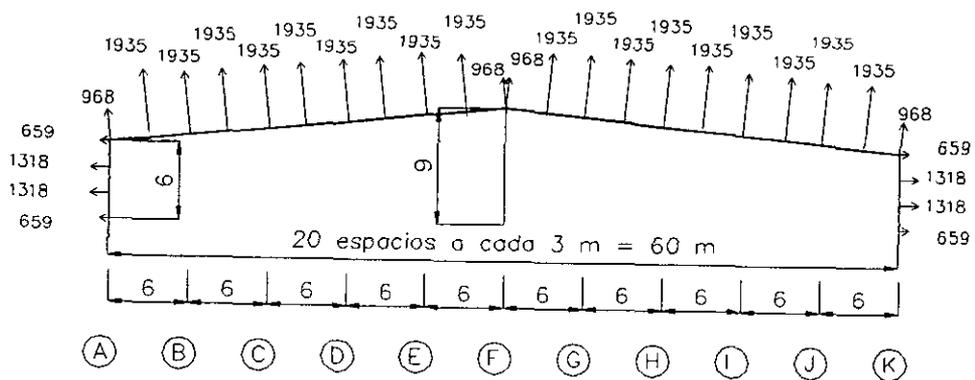
De los valores de presión, para los elementos primarios, se observa que las mayores presiones se obtienen cuando el viento actúa paralelo a las generatrices, y las presiones críticas son las del marco 2-2, con las que se hará el diseño típico, ya que las del marco 1-1 son mayores pero tiene una menor área de exposición. En las figuras 3.5 y 3.6 se muestran las cargas de diseño para los marcos 1-1 a 11-11, con los datos presentados se calcularán los elementos mecánicos para pasar al diseño.



Marco 1-1 de diseño, viento paralelo a las generatrices.
Cargas en kg
Cotas en cm

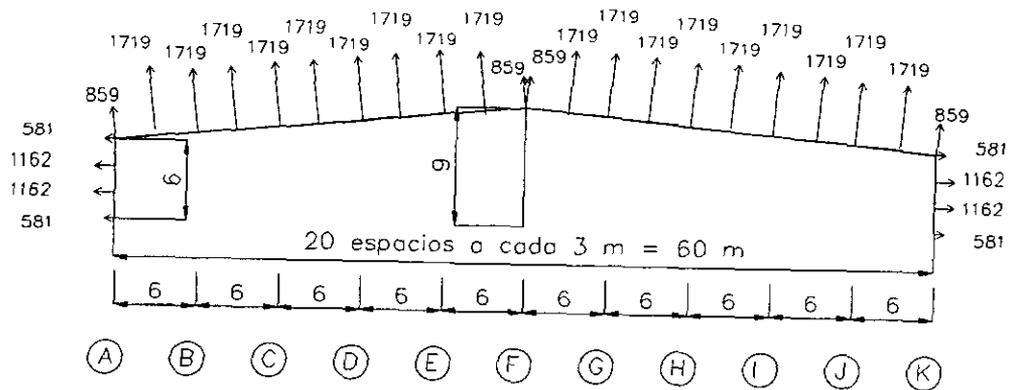


Marco 2-2 de diseño, viento paralelo a las generatrices.
Cargas en kg
Cotas en cm

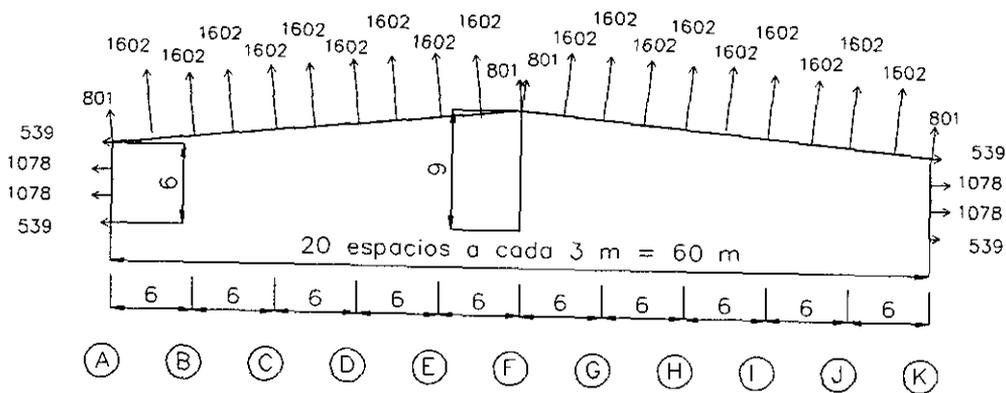


Marco 3-3 de diseño, viento paralelo a las generatrices.
Cargas en kg
Cotas en cm

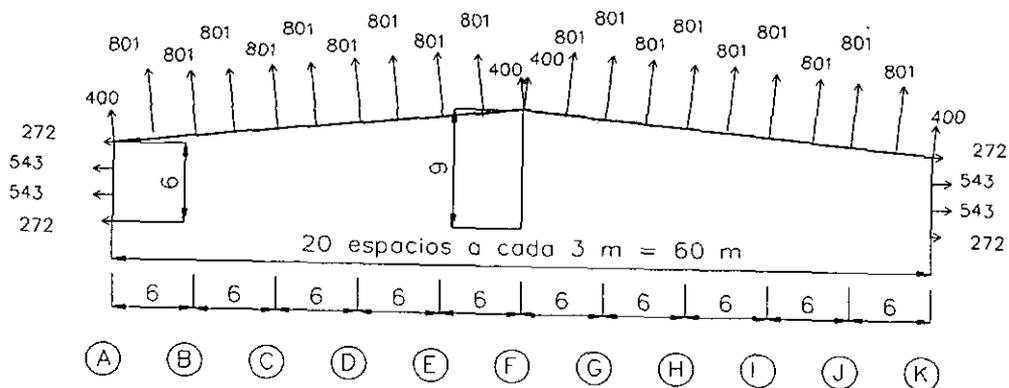
Figura 3.5.- Cargas de viento para los marcos 1-1 a 3-3.



Marco 4-4 de diseño, viento paralelo a las generatrices.
Cargas en kg
Cotas en cm



Marcos 5-5 a 10-10 de diseño, viento paralelo a las generatrices.
Cargas en kg
Cotas en cm



Marco 11-11 de diseño, viento paralelo a las generatrices.
Cargas en kg
Cotas en cm

Figura 3.6.- Cargas de viento para los marcos 4-4 a 11-11.

3.4 Cálculo de las presiones de diseño para los elementos secundarios de la estructura

A) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m)

Los elementos secundarios de la construcción, viguetas y largueros, son aquéllos sobre los cuales se van a fijar las láminas y es necesario tomar el efecto de las presiones locales según se establece en el inciso 4.8.2.2.1⁽¹⁴⁾. De la figura I.10⁽¹⁴⁾, para esta dirección del viento, se tiene que:

$$\begin{aligned} a = H = 6 \text{ m} &< 0.2b = 0.2 (80) = 16 \text{ m} \\ &< 0.2d = 0.2 (60) = 12 \text{ m} \end{aligned}$$

1. Largueros del muro de barlovento (muro C)

De acuerdo con la tabla I.12 (caso 1)⁽¹⁴⁾, el factor de presión local, K_L , es igual a 1.25; de la tabla I.8⁽¹⁴⁾, $C_{pe} = 0.8$; $K_A = 1.0$, por no tratarse de un muro lateral. Por tanto, la presión de diseño local es:

$$p_{dl} = 0.8 (1.0) (1.25) (69.25) - (-13.85) = 83.10 \text{ kg/m}^2$$

Sin embargo, el área tributaria de los largueros de este muro es de $16 \text{ m}^2 > 0.25 (6)^2 = 9.0 \text{ m}^2$ (tabla I.12)⁽¹⁴⁾, por lo que la presión anterior es aplicable sólo a un área de 9 m^2 . Para el área tributaria restante de estos largueros se toma $K_L = 1.0$ (inciso 4.8.2.2.1)⁽¹⁴⁾. Así, la presión de diseño local para esta área restante es:

$$p_{dl} = 0.8 (1.0) (1.0) (69.25) - (-13.85) = 69.25 \text{ kg/m}^2$$

El área afectada por esta presión se colocará en el centro del larguero, ya que ahí es donde es más desfavorable.

2. Largueros del muro de sotavento (muro D)

En el caso de los largueros del muro D se tiene lo siguiente: $C_{pe} = -0.5$ (según la tabla I.8⁽¹⁴⁾, con $\theta = 0^\circ$, $d/b = 60/80 = 0.75 < 1.0$ y $\gamma = 5.71^\circ < 10^\circ$), $K_A = 1.0$ por no ser muro lateral y $K_L = 1.0$ por no requerirse la tabla I.12⁽¹⁴⁾. Así, la presión de diseño local para estos largueros es:

$$p_{dl} = -0.5 (1.0) (1.0) (69.25) - (-13.85) = -20.78 \text{ kg/m}^2$$

Debido a que no hay restricciones en cuanto al área de afectación, esta presión local debe aplicarse a toda el área tributaria correspondiente a estos largueros.

3. Largueros de los muros laterales (muros A y B)

Para calcular las presiones locales de diseño de estos elementos, se obtiene, de la tabla I.9⁽¹⁴⁾ (con $H = 6 \text{ m}$):

C_{pe}	= -0.65	(0 - 6 m)
	= -0.50	(6 - 12 m)
	= -0.30	(12 - 18 m)
	= -0.20	(18 - 60 m)

En un área tributaria de los largueros de 12 m^2 , y según la tabla I.11⁽¹⁴⁾, $K_A = 0.99$.

De la tabla I.12 (casos 2a y 3a)⁽¹⁴⁾ se obtiene:

$K_L = 1.5$ (Zona de afectación: 0 - 6 m a partir del borde de barlovento) para áreas tributarias $\leq a^2 = 6^2 = 36 \text{ m}^2$

$K_L = 2.0$ (Zona de afectación: 0 - 3 m a partir del borde de barlovento) para áreas tributarias $\leq 0.25a^2 = 9 \text{ m}^2$

El valor de K_L es igual a la unidad para distancias mayores que 6 m desde el borde de barlovento (tabla I.12)⁽¹⁴⁾.

Con los valores anteriores, se tienen los dos casos siguientes para los largueros que van desde el eje A-A al eje B-B.

Cuando $K_L = 1.5$, la presión local de diseño es:

$$p_{dl} = -0.65 (0.99) (1.5) (69.25) - (-13.85) = -52.99 \text{ kg/m}^2 \quad (0-6\text{m})$$

Cuando $K_L = 2.0$, la presión local de diseño es:

$$p_{dl} = -0.65 (0.99) (2.0) (69.25) - (-13.85) = -75.28 \text{ kg/m}^2 \quad (0-3\text{m})$$

$$p_{dl} = -0.65 (0.99) (1.0) (69.25) - (-13.85) = -30.71 \text{ kg/m}^2 \quad (0-6\text{m})$$

Se reconocen dos casos alternativos de las presiones locales de diseño anteriores para los largueros que van del eje A-A al B-B. Se revisarán ambos y se escogerá el más crítico.

Para los largueros localizados entre los ejes restantes de los muros A y B, las presiones locales de diseño son:

Largueros (Eje - Eje)	Distancia al borde de barlovento	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{dl} = p_e - p_i$	$q_z, \text{ kg/m}^2$	$p_i, \text{ kg/m}^2$
B - C	6 - 12 m	-0.5	0.99	1.0	-20.43	69.25	-13.85
C - D	12 - 18 m	-0.3	0.99	1.0	-6.72		
B - C	18 - 60 m	-0.2	0.99	1.0	0.14		

Tabla 3.5.- Presiones de diseño de los largueros.

Estas presiones deben aplicarse en toda el área tributaria del larguero respectivo, ya que no hay restricciones sobre ésta.

4. Viguetas de la cubierta

Para $\theta = 0^\circ$, $H/d = 6/60 = 0.1 < 0.5$ y $\gamma = 5.71^\circ < 10^\circ$, los coeficientes de presión exterior, C_{pe} , son (tabla I.10)⁽¹⁴⁾:

C_{pe}	= -0.9	(0 - 6 m)
	= -0.5	(6 - 12 m)
	= -0.3	(12 - 18 m)
	= -0.2	(18 - 60 m)

Dado que el área tributaria de las viguetas es de 24.12 m^2 , $K_A = 0.907$ (tabla I.11)⁽¹⁴⁾. En lo referente a los factores de presión local, K_L , la selección de estos se hizo suponiendo que son los que dan la condición más desfavorable; no obstante, al diseñar deberán tomarse en cuenta las diferentes alternativas que presenta la tabla I.12⁽¹⁴⁾, casos 2a y 3a. Por lo anterior, las presiones locales de diseño para la cubierta resultan ser las indicadas en la tabla 3.6.

$$q_z, \text{ kg/m}^2 \quad p_i, \text{ kg/m}^2$$

$$69.25 \quad -13.85$$

Tipo de vigueta	Ubicación respecto al muro	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{dl} = p_e - p_i$	
A	0 - 6 m	-0.9	0.907	1.0	-42.68	kg/m ²
		-0.9	0.907	2.0	-99.21	"
	18 - 60 m	-0.2	0.907	1.0	1.29	"
		-0.2	0.907	2.0	-11.27	"
B	0 - 6 m	-0.9	0.907	1.0	-42.68	kg/m ²
		-0.9	0.907	1.5	-70.94	"
	18 - 60 m	-0.2	0.907	1.0	1.29	"
		-0.2	0.907	1.5	-4.99	"
C	6 - 12 m	-0.5	0.907	1.0	-17.55	kg/m ²
		-0.5	0.907	1.5	-33.26	"
	12 - 18 m	-0.3	0.907	1.0	-4.99	"
		-0.3	0.907	1.5	-14.41	"
D	18 - 60 m	-0.2	0.907	1.0	1.29	"
		-0.2	0.907	1.5	-4.99	"
	6 - 12 m	-0.5	0.907	1.0	-17.55	kg/m ²
		-0.3	0.907	1.0	-4.99	"
12 - 18 m	-0.3	0.907	1.0	-4.99	"	
	-0.2	0.907	1.0	1.29	"	

Tabla 3.6.- Presiones de diseño de las viguetas.

B) Viento paralelo a las generatrices (a lo largo de los 80 m).

Para esta dirección del viento se tiene que (figura I.10)⁽¹⁴⁾:

$$a = H = 9 \text{ m} < 0.2b = 0.2 (60) = 12 \text{ m}$$

$$< 0.2d = 0.2 (80) = 16 \text{ m}$$

1. Largueros del muro de barlovento (muro A)

De acuerdo con la tabla I.12 (caso 1)⁽¹⁴⁾, el factor de presión local, K_L , es igual a 1.25; de la tabla I.8⁽¹⁴⁾, $C_{pe} = 0.8$; $K_A = 1.0$, por no tratarse de un muro lateral. Por tanto, la presión local de diseño es:

$$p_{dl} = 0.8 (1.0) (1.25) (69.25) - (55.40) = 13.85 \text{ kg/m}^2$$

Sin embargo, el área tributaria de los largueros de este muro es de $12 \text{ m}^2 > 0.25 (9)^2 = 20.3 \text{ m}^2$ (tabla I.12)⁽¹⁴⁾, la presión anterior es aplicable sólo a cierta área. Para el área tributaria restante de estos largueros se toma $K_L = 1.0$ (inciso 4.8.2.2.1)⁽¹⁴⁾. Así, la presión local de diseño para esta área restante es:

$$p_{dl} = 0.8 (1.0) (1.0) (69.25) - (55.40) = 0.0 \text{ kg/m}^2$$

Debe observarse que esta presión se coloca sobre el área que es más desfavorable, en el centro del larguero.

2. Largueros del muro de sotavento (muro B)

En el caso de los largueros de este muro se tiene lo siguiente: $C_{pe} = -0.433$ (según la tabla I.8)⁽¹⁴⁾, con $\theta = 90^\circ$ y $d/b = 80/60 = 1.33 > 1.0$, $K_A = 1.0$ por no ser muro lateral y $K_L = 1.0$ por no requerirse en la tabla I.12⁽¹⁴⁾. Así, la presión local de diseño para estos largueros es:

$$p_{dl} = -0.433 (1.0) (1.0) (69.25) - (55.40) = -85.39 \text{ kg/m}^2$$

Debido a que no hay restricciones en cuanto al área de afectación, esta presión local debe aplicarse a toda el área tributaria correspondiente a estos largueros.

3. Largueros de los muros laterales (muros C y D)

Para calcular las presiones locales de diseño de estos elementos se obtiene, de la tabla I.9⁽¹⁴⁾ (con $H = 9 \text{ m}$):

C_{pe}	= -0.65	(0	-	9 m)
	= -0.50	(9	-	18 m)
	= -0.30	(18	-	27 m)
	= -0.20	(27	-	80 m)

En un área tributaria de los largueros de 16 m², y según la tabla I.11⁽¹³⁾, $K_A = 0.96$.

De la tabla I.12 (casos 2a y 3a)⁽¹⁴⁾ se obtiene:

$K_L = 1.5$ (Zona de afectación: 0 - 9 m a partir del borde de barlovento) para áreas tributarias $\leq a^2 = 9^2 = 81 \text{ m}^2$

$K_L = 2.0$ (Zona de afectación: 0- 4.5 m a partir del borde de barlovento) para áreas tributarias $\leq 0.25a^2 = 20.3 \text{ m}^2$

El valor de K_L es igual a la unidad para distancias mayores que 9 m desde el borde de barlovento (tabla I.12)⁽¹⁴⁾.

Con los valores anteriores, se tienen los dos casos siguientes para los largueros que van del eje 1-1 al eje 2-2.

Cuando $K_L = 1.5$, la presión local de diseño es:

$$p_{dl} = -0.65 (0.96) (1.5) (69.25) - (55.40) = -120.22 \text{ kg/m}^2 \quad (0 \quad - \quad 9\text{m})$$

Cuando $K_L = 2.0$, la presión local de diseño es:

$$p_{dl} = -0.65 (0.96) (2.0) (69.25) - (55.40) = -141.83 \text{ kg/m}^2 \quad (0 \quad - \quad 4.5\text{m})$$

$$p_{dl} = -0.65 (0.96) (1.0) (69.25) - (55.40) = -98.61 \text{ kg/m}^2 \quad (4.5 \quad - \quad 8\text{m})$$

Se tienen los dos casos alternativos de las presiones locales de diseño anteriores para los largueros que van del eje 1-1 al 2-2. Deberán revisarse ambos y escoger el más crítico.

Para los largueros que van del eje 2-2 al 3-3 hasta los que van del eje 4-4 al 5-5, sus presiones locales de diseño son:

Largueros (Eje - Eje)	Longitud de aplicación de la presión	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{dl} = p_e - p_i$	$q_z, \text{kg/m}^2$
2 - 3	0 - 1 m	-0.65	0.96	1.5	-120.22	69.25
	1 - 8 m	-0.50	0.96	1.0	-88.64	$p_i, \text{kg/m}^2$
3 - 4	0 - 2 m	-0.50	0.96	1.0	-88.64	55.40
	2 - 8 m	-0.30	0.96	1.0	-75.35	"
4 - 5	0 - 3 m	-0.30	0.96	1.0	-75.35	"
	3 - 8 m	-0.20	0.96	1.0	-68.70	"

Tabla 3.7.- Presiones de diseño de los largueros entre los ejes 2-3 a 4-5.

Para los largueros localizados entre los ejes restantes de los muros C y D, las presiones locales de diseño son:

Largueros (Eje - Eje)	Longitud de aplicación de la presión	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{dl} = p_e - p_i$	$q_z, \text{kg/m}^2$
5-6 a 10-11	32 - 80 m	-0.20	0.96	1.0	-68.70	69.25
						$p_i, \text{kg/m}^2$
						55.40

Tabla 3.8.- Presiones de diseño de los largueros entre los ejes 5-6 a 10-11.

Estas presiones deben aplicarse en toda el área tributaria del larguero respectivo ya que no hay restricciones en cuanto a ésta.

4. Viguetas de la cubierta

Para $\theta = 90^\circ$ y $H/d = 9/80 = 0.133 < 0.5$, los coeficientes de presión exterior, C_{pe} , son (tabla I.10)⁽¹⁴⁾:

C_{pe}	= -0.9	(0 - 9 m)
	= -0.5	(9 - 18 m)
	= -0.3	(18 - 27 m)
	= -0.2	(27 - 80 m)

Dado que el área tributaria de las viguetas es de 24.12 m^2 , $K_A = 0.907$ (tabla I.11)⁽¹⁴⁾. En lo referente a los factores de presión local, K_L , la selección de estos se hizo suponiendo que son los que dan la condición más desfavorable; no obstante las diferentes alternativas que presenta la tabla I.12⁽¹⁴⁾, casos 2a y 3a. Por lo anterior, las presiones locales de diseño para la cubierta serán las indicadas en la tabla 3.5.

Tipo de vigueta	Ubicación respecto al muro A	C_{pe}	K_a	K_L	$p_{di} = p_e - p_i$	$q_z, \text{kg/m}^2$	$p_i, \text{kg/m}^2$
A	0 - 8 m	-0.90	0.907	1.0	-111.93	69.25	
		-0.90	0.907	2.0	-168.46		
	8 - 16 m	-0.90	0.907	1.0	-111.93	55.40	
		-0.50	0.907	1.0	-86.80		
		-0.50	0.907	2.0	-118.21		
		-0.50	0.907	1.0	-86.80		
24 - 32 m	-0.50	0.907	2.0	-118.21			
	-0.30	0.907	2.0	-93.09			
	-0.30	0.907	1.0	-74.24			
	-0.30	0.907	1.0	-74.24			
	-0.30	0.907	2.0	-93.09			
	-0.20	0.907	2.0	-80.52			
	-0.20	0.907	1.0	-67.96			
	-0.20	0.907	1.0	-67.96			
B	0 - 8 m	-0.20	0.907	2.0	-80.52		
		-0.90	0.907	2.0	-168.46		
	72 - 80 m	-0.90	0.907	1.0	-111.93		
-0.20		0.907	2.0	-80.52			
C	8 - 16 m	-0.20	0.907	1.0	-67.96		
		-0.90	0.907	1.5	-140.19		
	16 - 24 m	-0.50	0.907	1.5	-102.51		
D	24 - 32 m	-0.30	0.907	1.5	-83.66		
		-0.30	0.907	1.5	-83.66		
	32 - 80 m	-0.20	0.907	1.5	-74.24		
		-0.20	0.907	1.5	-74.24		
	8 - 16 m	-0.90	0.907	1.5	-140.19		
		-0.50	0.907	1.0	-86.80		
	64 - 72 m	-0.20	0.907	1.0	-67.96		
		-0.20	0.907	1.5	-74.24		
E	16 - 24 m	-0.50	0.907	1.0	-86.80		
		-0.30	0.907	1.0	-74.24		
	24 - 32 m	-0.30	0.907	1.0	-74.24		
		-0.20	0.907	1.0	-67.96		
	32 - 80 m	-0.20	0.907	1.0	-67.96		
		-0.20	0.907	1.0	-67.96		

Tabla 3.9.- Presiones de diseño de las viguetas de la cubierta.

De los diferentes valores de diseño para largueros y viguetas, los críticos son los siguientes:

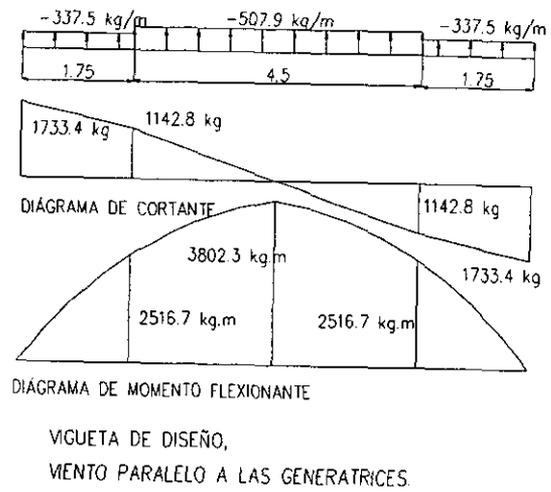
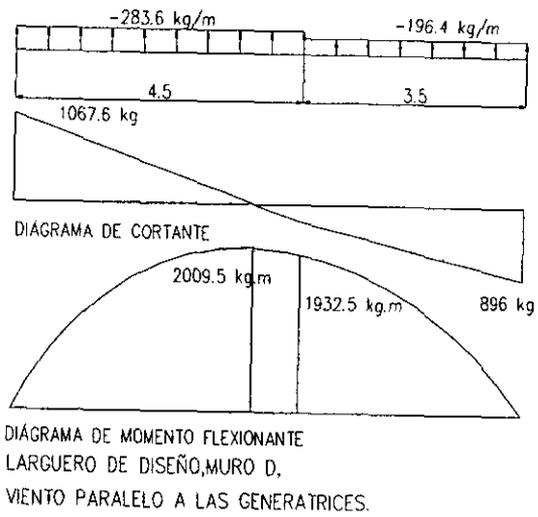


Figura 3.7.- Larguero y vigueta de diseño.

3.5 Cálculo de las presiones de diseño para los recubrimientos de la estructura
Considerando lo peligroso que puede resultar el desprendimiento de los recubrimientos, se diseñarán como si se tratara de una estructura perteneciente al grupo B (inciso 4.3.)⁽¹⁴⁾, aunque su clasificación es del grupo C.

Por el tamaño de la estructura, en la tabla I.2⁽¹⁴⁾, pertenece a una estructura clase A.

1.1 Velocidad regional

Según el inciso 4.6.2⁽¹⁴⁾, en un período de retorno de 50 años (para estructuras pertenecientes al grupo B), la velocidad regional que corresponde a Altamira, Tamaulipas es:

$$V_R = 160 \text{ km/hr}$$

1.2 Factor de exposición, $F_a = F_c F_{rz}$

El factor de tamaño para una estructura Clase A es $F_c = 1.0$. El factor de rugosidad y altura, F_{rz} , es constante, dado que la altura es menor de 10 m (inciso 4.6.3.2)⁽¹⁴⁾:

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{390} \right]^{0.171} = 0.834$$

Por lo tanto, según el inciso 4.6.3⁽¹⁴⁾, el factor de exposición es:

$$F_a = 1.0(0.834) = 0.834$$

1.3 Factor de topografía

Como la costa se considera terreno plano, el factor de topografía es (tabla I.5)⁽¹⁴⁾, $F_T = 1.0$.

1.4 Velocidad de diseño

Finalmente, la velocidad de diseño es (inciso 4.6)⁽¹⁴⁾:

$$V_D = 1.0(0.834)(160) = 133.44 \text{ km/h}$$

2. Presión dinámica de base

La altura de la estructura sobre el nivel del mar es de 12 m, y su temperatura se toma de 5° C. La presión barométrica para esa altura es de 759.04 mm de Hg (tabla I.7)⁽¹⁴⁾. Por lo tanto, el factor G vale:

$$G = \frac{0.392(759.04)}{273 + 24.3} = 1.00$$

De acuerdo con la figura I.8⁽¹⁴⁾, y dado que la pendiente de la cubierta ($\gamma = 5.71^\circ$) es menor de 60° , deben considerarse dos alturas de la estructura, según la dirección de análisis. Para viento paralelo a las generatrices $H = 9$ m, y para viento normal a las mismas, $H = 6$ m. Dado que estas alturas son menores a 10 m la presión dinámica de base (inciso 4.7)⁽¹⁴⁾ en ambas direcciones resulta constante:

$$q_z = 0.0048(1.00)(133.44)^2 = 85.56 \text{ kg/m}^2$$

3. Selección del procedimiento de análisis de cargas

Debido a que la relación altura/ancho es de $9/60 = 0.15 < 5$, el procedimiento de análisis será estático (inciso 4.8.1)⁽¹⁴⁾. El cálculo del período fundamental no es necesario ya que se cumple con las condiciones a) - d) de dicho inciso.

Por tanto, la estructura es del tipo 1 según su respuesta ante la acción del viento. (inciso 4.4)⁽¹⁴⁾.

4. Presiones de diseño

4.1 Presiones interiores de diseño

Suponiendo que la puerta del muro A (puerta ubicada en el claro de 60 m) se encuentra abierta, se presentan los siguientes casos.

A) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m)

Esta dirección no es crítica como se observó en los cálculos de la estructura principal y de los elementos secundarios. Por tanto, no se revisa.

B) Viento paralelo a las generatrices (a lo largo de los 80 m)

Dado que la relación entre el área abierta de barlovento ($12 \times 4 = 48 \text{ m}^2$) y el área abierta total de los otros muros y la cubierta ($= 0 \text{ m}^2$) es mayor que 6, se tiene que (caso 4a, tabla I.13.b)⁽¹⁴⁾ $C_{pi} = 0.8$. Así, cuando el viento es paralelo a las generatrices, la presión interior de diseño es:

$$p_i = 0.8(85.56) = 68.44 \text{ kg / m}^2$$

Por otra parte, debido a que el área tributaria de cada uno de los recubrimientos es de $1.86 \text{ m}^2 \leq 10 \text{ m}^2$, el factor de reducción K_A vale 1.0

A) Viento normal a las generatrices

No se revisa.

B) Viento paralelo a las generatrices

Para esta dirección se tiene que $a = H = 9 \text{ m}$, $0.5 a = 4.5 \text{ m}$, $a^2 = 81 \text{ m}^2$ y $0.25 a^2 = 20.3 \text{ m}^2$.

1. Recubrimientos del muro de barlovento (muro A)

Según la tabla I.8⁽¹⁴⁾ el coeficiente de presión exterior vale 0.8, y según la tabla I.12⁽¹⁴⁾ el factor K_L es igual a 1.25. Con estos valores la presión de diseño local para los recubrimientos del muro A, cuando el viento es paralelo a las generatrices, es:

$$p_{dl} = 0.8(1.0)(1.25)(85.56) - 68.44 = 17.12 \text{ kg / m}^2$$

2. Recubrimientos del muro de sotavento (muro B)

Para los recubrimientos de este muro se tiene interpolando que $C_{pe} = -0.43$ (tabla I.8)⁽¹⁴⁾ y $K_L = 1.0$, porque no se requiere la tabla I.12. Por lo cual,

$$p_{d1} = -0.43(1.0)(1.0)(85.56) - 68.44 = -105.49 \text{ kg/m}^2$$

Esta presión es aplicable a toda el área tributaria de los recubrimientos del muro de sotavento (muro B).

3. Recubrimientos de los muros laterales (muros C y D)

A fin de calcular las presiones locales de diseño de estos recubrimientos, de la tabla I.9⁽¹⁴⁾ (con H = 9 m) se obtiene:

C_{pe}	= -0.65	(0	-	9 m)
	= -0.50	(9	-	18 m)
	= -0.30	(18	-	27 m)
	= -0.20	(27	-	80 m)

De la tabla I.12 (casos 2a y 3a)⁽¹⁴⁾ se obtiene:

$K_L = 1.5$ (0 - 9 m del borde de barlovento) para áreas tributarias $\leq a^2 = 9^2 = 81 \text{ m}^2$

$K_L = 2.0$ (0 - 9 m del borde de barlovento) para áreas tributarias $\leq 0.25a^2 = 20.3 \text{ m}^2$.

El valor de K_L es igual a la unidad para distancias mayores que 9 m desde el borde de barlovento (tabla I.12)⁽¹⁴⁾.

Por tanto, las presiones locales de diseño para los recubrimientos de estos muros son:

Ubicación de los recubrimientos con respecto al muro A	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{d1} = p_o - p_i$	$q_z, \text{ kg/m}^2$	$p_i, \text{ kg/m}^2$
0 - 4,5 m	-0,65	1,0	2,0	-179,68	85,56	
4,5 - 9 m	-0,65	1,0	1,5	-151,87		68,448
9 - 18 m	-0,50	1,0	1,0	-111,23		
18 - 27 m	-0,30	1,0	1,0	-94,12		

Tabla 3.10.- Presiones de diseño para los recubrimientos de los muros C y D.

4. Recubrimientos de la cubierta

En este caso los coeficientes de presión exterior son:

C_{pe}	= -0.9	(0 - 9 m)
	= -0.5	(9 - 18 m)
	= -0.3	(18 - 27 m)
	= -0.2	(27 - 80 m)

En tanto que los coeficientes de presión local valen 2.0 para distancias menores que 4.5 m y 1.5 para distancias menores que 9 m a partir de cualquier borde del techo. Las presiones de diseño local para los recubrimientos de la cubierta cuando el viento es paralelo a las generatrices se muestra en la siguiente tabla:

Distancia al muro de barlovento	Distancia a cualquier borde del techo (m)	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{dl} = p_e - p_i$	$q_z, \text{ kg/m}^2$	$p_i, \text{ kg/m}^2$
0 - 9 m	0 - 4,5	-0.9	1.0	2.0	-222.46	85.56	
	4,5 - 9	-0.9	1.0	1.5	-183.95	68.45	
	> 9	-0.9	1.0	1.0	-145.45		
9 - 18 m	0 - 4,5	-0.5	1.0	2.0	-154.01		
	4,5 - 9	-0.5	1.0	1.5	-132.62		
	> 9	-0.50	1.0	1.0	-111.23		
18 - 27 m	0 - 4,5	-0.30	1.0	2.0	-119.78		
	4,5 - 9	-0.30	1.0	1.5	-106.95		
	> 9	-0.30	1.0	1.0	-94.12		
27 - 80 m	0 - 4,5	-0.20	1.0	2.0	-102.67		
	4,5 - 9	-0.20	1.0	1.5	-94.12		
	> 9	-0.20	1.0	1.0	-85.56		

Tabla 3.11.- Presiones de diseño para los recubrimientos de la cubierta.

De las presiones calculadas en esta sección, las críticas son las correspondientes a la parte que se halla entre 0 y 9 m desde el borde de barlovento y de 0 a 4.5 m desde el borde del techo.

3.6 Cálculo de las presiones de diseño para los anclajes de los recubrimientos de la estructura

Dado que las áreas tributarias de los anclajes también son menores que 10 m^2 , que $0.25 a^2 = 20.3 \text{ m}^2$ (viento paralelo), los coeficientes de reducción por área tributaria, K_A , y los de presión local, K_L , son iguales a los empleados por los recubrimientos. Por tanto, las presiones locales de diseño para estos anclajes son las mismas que las de los recubrimientos; sin embargo, deben aplicarse sobre el área tributaria del anclaje correspondiente.

Se realizaron los cálculos para el caso cuando la presión interior es igual a cero y se obtuvieron los siguientes resultados:

6) Presiones de diseño

6.1) Presiones interiores de diseño

Suponiendo que la puerta del muro A (puerta ubicada en el claro de 60 m) se encuentra cerrada, se presentan los siguientes casos.

A) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m)

Esta dirección no es crítica como se observó en los cálculos de la estructura principal y de los elementos secundarios. Por tanto, no se revisa.

B) Viento paralelo a las generatrices (a lo largo de los 80 m)

Dado que la relación entre el área abierta de barlovento ($12 \times 4 = 48 \text{ m}^2$) y el área abierta total de los otros muros y la cubierta ($= 0 \text{ m}^2$) es mayor que 6, se tiene que (caso 4a, tabla I.13.b)⁽¹⁴⁾ $C_{pi} = 0.8$. Así, cuando el viento es paralelo a las generatrices, la presión interior de diseño es:

$$p_i = 0.8(0) = 0 \text{ kg/m}^2$$

Por otra parte, debido a que el área tributaria de cada uno de los recubrimientos es de $1.86 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$, el factor de reducción, K_A , vale 1.0

A) Viento normal a las generatrices

No se revisa.

B) Viento paralelo a las generatrices

Para esta dirección se tiene que $a = H = 9 \text{ m}$, $0.5 a = 4.5 \text{ m}$, $a^2 = 81 \text{ m}^2$ y $0.25 a^2 = 20.3 \text{ m}^2$.

1. Recubrimientos del muro de barlovento (muro A)

Según la tabla I.8⁽¹⁴⁾ el coeficiente de presión exterior vale 0.8, y según la tabla I.12⁽¹⁴⁾ el factor K_L es igual a 1.25. Con estos valores la presión de diseño local para los recubrimientos del muro A, cuando el viento es paralelo a las generatrices, es:

$$p_{dl} = 0.8(1.0)(1.25)(85.56) - 0 = 85.56 \text{ kg/m}^2$$

2. Recubrimientos del muro de sotavento (muro B)

Para los recubrimientos de este muro se tiene interpolando que $C_{pe} = -0.43$ (tabla I.8)⁽¹⁴⁾ y $K_L = 1.0$, porque no se requiere la tabla I.12.⁽¹⁴⁾, por lo cual:

$$p_{dl} = -0.43(1.0)(1.0)(85.56) - 0 = -37.05 \text{ kg/m}^2$$

Esta presión es aplicable a toda el área tributaria de los recubrimientos del muro de sotavento (muro B).

3. Recubrimientos de los muros laterales (muros C y D)

A fin de calcular las presiones locales de diseño de estos recubrimientos, de la tabla I.9⁽¹⁴⁾ (con $H = 9 \text{ m}$), se obtiene:

C_{pe}	= -0.65	(0	-	9 m)
	= -0.50	(9	-	18 m)
	= -0.30	(18	-	27 m)

$$= -0.20 \quad (27 - 80 \text{ m})$$

De la tabla I.12 (casos 2a y 3a)⁽¹⁴⁾ se obtiene:

$K_L = 1.5$ (0 - 9 m del borde de barlovento) para áreas tributarias $\leq a^2 = 9^2 = 81 \text{ m}^2$

$K_L = 2.0$ (0 - 9 m del borde de barlovento) para áreas tributarias $\leq 0.25a^2 = 20.3 \text{ m}^2$.

El valor de K_L es igual a la unidad para distancias mayores que 9 m desde el borde de barlovento (tabla I.12)⁽¹⁴⁾.

Por tanto, las presiones locales de diseño para los anclajes de estos muros son:

Ubicación de los recubrimientos con respecto al muro A	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{cl} = p_e - p_i$	$q_z, \text{ kg/m}^2$	$p_i, \text{ kg/m}^2$
0 - 4,5 m	-0.65	1.0	2.0	-111.23	kg/m^2	85.56
4,5 - 9 m	-0.65	1.0	1.5	-83.42	kg/m^2	0
9 - 18 m	-0.50	1.0	1.0	-42.78	kg/m^2	
18 - 27 m	-0.30	1.0	1.0	-25.67	kg/m^2	

Tabla 3.12.- Presiones de diseño para los anclajes de los muros C y D.

4. Recubrimientos de la cubierta

En este caso los coeficientes de presión exterior son:

C_{pe}	= -0.9	(0 - 9 m)
	= -0.5	(9 - 18 m)
	= -0.3	(18 - 27 m)
	= -0.2	(27 - 80 m)

En tanto que los coeficientes de presión local valen 2.0 para distancias menores que 4.5 m y 1.5 para distancias menores que 9 m a partir de cualquier borde del techo. Las presiones locales de diseño para los recubrimientos de la cubierta, cuando el viento es paralelo a las generatrices, se muestran en la tabla 3.13.

Distancia al muro de barlovento	Distancia a cualquier borde del techo (m)	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{d1} = p_e - p_i$	$q_z, \text{kg/m}^2$
						85.56
						$p_i, \text{kg/m}^2$
0 - 9 m	0 - 4,5	-0.9	1.0	2.0	-154.01	"
	4,5 - 9	-0.9	1.0	1.5	-115.51	"
	> 9	-0.9	1.0	1.0	-77.00	"
9 - 18 m	0 - 4,5	-0.5	1.0	2.0	-85.56	"
	4,5 - 9	-0.5	1.0	1.5	-64.17	"
	> 9	-0.50	1.0	1.0	-42.78	"
18 - 27 m	0 - 4,5	-0.30	1.0	2.0	-51.34	"
	4,5 - 9	-0.30	1.0	1.5	-38.50	"
	> 9	-0.30	1.0	1.0	-25.67	"
27 - 80 m	0 - 4,5	-0.20	1.0	2.0	-34.22	"
	4,5 - 9	-0.20	1.0	1.5	-25.67	"
	> 9	-0.20	1.0	1.0	-17.11	"

Tabla 3.13.- Presiones de diseño para los anclajes de la cubierta.

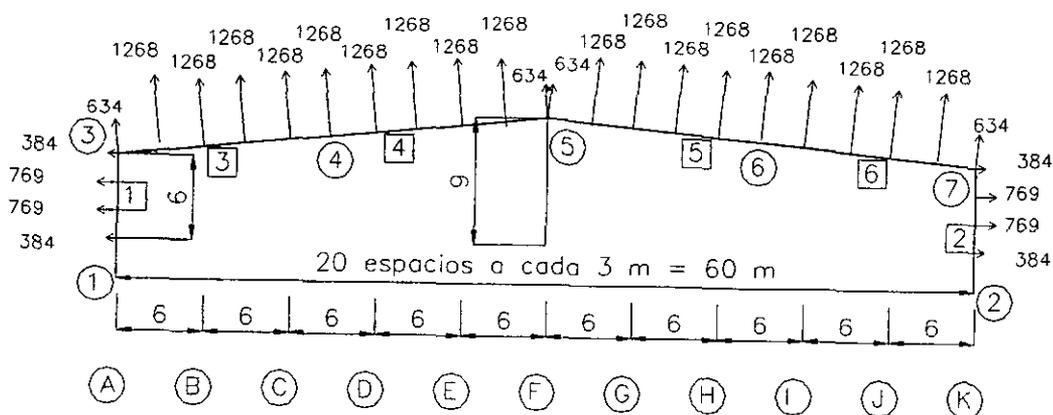
De las presiones calculadas en esta sección, la crítica es la correspondiente a la parte que se halla entre 0 y 9 m desde el borde de barlovento y de 0 a 4.5 m desde el borde del techo. Sin embargo, es evidente que rigen las presiones cuando la puerta está abierta, p_i , distinta de cero.

Capítulo 4: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL TRADICIONAL

4.1. Análisis y diseño estructural por el método tradicional

Con las cargas calculadas en el capítulo 3, es posible diseñar los marcos, los recubrimientos y los sujetadores, de acuerdo con los resultados del análisis estructural, mismo que se llevará a cabo en el programa de elementos finitos SAP90. Este programa tiene, entre otras, las opciones de cascarón y elementos marco; el primero permite idealizar a la estructura como un medio continuo, donde se pueden establecer las propiedades de los materiales que la forman, así como puede analizar cualquier forma estructural donde los efectos de membrana son importantes: cuando el espesor de las paredes es muy pequeño en comparación con el resto de las dimensiones. En este caso, se usará para modelar las láminas que servirán como recubrimientos; la segunda opción se usará para calcular los desplazamientos y elementos mecánicos de las columnas y vigas de los marcos. En los apéndices B y C se muestran los archivos de datos de los marcos y de las láminas.

El período de la estructura resultó ser de 0.38 seg y 0.39 seg para viguetas separadas a cada 3.0 m y 1.5 m respectivamente, en el primer modo de vibrar.



Discretización del Marco 1-1 de diseño,
viento paralelo a las generatrices.

Cargas en kg
Cotas en m

Figura 4.1.- Discretización del marco 1-1 de diseño.

4.1.1 Revisión de las secciones de los marcos

Con las cargas de la sección 3.2 se realizó el análisis estructural y se obtuvieron los siguientes valores de momento flector y desplazamiento en los marcos para los nudos indicados:

#Marco	Condición Del marco	#Nudo	Momento M (ton.m)	Desplazamiento	
				Horizontal Δ_x (m)	Vertical Δ_y (m)
1	Natural	3	101.64	0.007423	0.00012
		5	-31.45	0	0.083692
2	Natural	3	187.1	0.013653	0.000221
		5	-57.81	0	0.154008
3	Natural	3	154.84	0.011285	0.000183
		5	-47.75	0	0.127373
4	Natural	3	137.55	0.010026	0.000163
		5	-42.43	0	0.113161
5 a 10	Natural	3	128.21	0.009346	0.000152
		5	-39.55	0	0.105477
11	Natural	3	64.08	0.00467	0.000076
		5	-19.76	0	0.052715

Tabla 4.1.- Momento flector y desplazamientos de los marcos bajo la acción del viento.

Se revisará el marco crítico, marco 2. El marco 1 - 1 de la figura 4.1 muestra su discretización para fines de análisis, el marco 2 tiene la misma configuración sólo con cargas diferentes.

En lo que sigue, se harán revisiones de las secciones de acuerdo a las ecuaciones del manual IMCA, 2ª edición, de la sección de diseño elástico.

Marco crítico (Marco 2)

Se proponen vigas I de altura libre, sin espesor de patines, $h = 90$ cm, espesor $t_w = 0.476$ cm constante en vigas y columnas. Se hará variar el ancho de los patines en las columnas como se indica: en el nudo 1, en la articulación de la base, se usará un ancho $b = 35$ cm y terminará en el nudo 3, que es la unión con la trabe, con $b = 55$ cm. En las trabes será como sigue: iniciará en la unión con la columna $b = 55$ cm y al llegar al

nudo 4, a los 15 m desde el nudo 3, tendrá $b = 45$ cm, terminando en el nudo 5, centro del claro, con $b = 35$ cm.

Las propiedades propuestas son las necesarias para que el marco sea aceptable por desplazamiento, como se comprueba con el análisis.

Revisión de desplazamientos en el marco 2:

Los desplazamientos en dirección $U(x)$ de las columnas son menores o aproximadamente iguales a: Claro/180

$$900/180 = 5 \text{ cm}$$

De los resultados de la corrida, en SAP-90, se conoce que los desplazamientos en esa dirección son de 1.37 cm, por tanto, no hay problema.

Para las vigas se calculó el desplazamiento a la mitad del claro, y se halló un desplazamiento de 15.4 cm, que es menor al máximo permisible, Claro/360:

$$6000/360 = 16.7 \text{ cm.}$$

La máxima rotación en los nudos es de 0.0076 radianes, considerada aceptable.

Por los resultados anteriores, se aceptan, para revisión por esfuerzos, las secciones propuestas cuyas propiedades son:

Sección de la columna en la base (nudos 1 y 2) y a medio claro de la trabe (nudo 5):

$$I_x = 460\,176.5 \text{ cm}^4$$

$$A = 242.9 \text{ cm}^2$$

Sección de la columna y la trabe en su unión (nudos 3 y 7):

$$I_x = 706\,610.5 \text{ cm}^4$$

$$A = 357.2 \text{ cm}^2$$

Sección de la trabe a 15 m desde la unión con la columna (nudos 4 y 6):

$$I_x = 583\,393.5 \text{ cm}^4$$

$$A = 300.1 \text{ cm}^2$$

Las columnas y vigas están trabajando a tensión y el esfuerzo es (elemento 4):

$$\sigma_x = 35560/242.9 = 146.4 \text{ kg/cm}^2 < 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{correcto}$$

Al revisar por flexión resulta que se requiere el siguiente módulo de sección (nudo 3, elemento 1 o 3):

$$S_x = 187.1 \times 10^5 / (0.6 \times 2530) = 12\,325.4 \text{ cm}^3$$

y la inercia requerida es:

$$I_x = 5438.9 (95.7/2) = 589\,772 \text{ cm}^4 < 706\,610.5 \text{ cm}^4$$

Se revisa por flexión la sección más angosta de las vigas, donde actúan los siguientes elementos mecánicos:

$$M_{\text{máx}} = 57.81 \text{ ton.m}$$

El módulo de sección requerido es:

$$S_x = 57.81 \times 10^5 / (0.6 \times 2530) = 3\,808.3 \text{ cm}^3$$

y la inercia requerida es:

$$I_x = 3808.3 (95.7/2) = 182\,227.2 \text{ cm}^4 < 460\,176.5 \text{ cm}^4$$

Los esfuerzos por flexión son aceptables, por lo que por este concepto la sección está sobrada. Ahora se revisa si existe estabilidad de placas, ya que puede ser que las placas sean muy delgadas. Primero se revisará la columna en la sección menor:

En el patín:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{55}{2(2.858)} = 9.6 < \frac{800}{\sqrt{F_y}} = \frac{800}{\sqrt{2530}} = 15.9 \text{ correcto}$$

En el alma:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{984000}{\sqrt{F_y(F_y + 1160)}}$$

$$\frac{90}{0.479} = 189.1 < \frac{984000}{\sqrt{2530(2530 + 1160)}} = 322 \text{ correcto}$$

Por tanto, el diseño está regido por los desplazamientos y se acepta la sección I con patín de sección variable para formar los marcos. En el diseño tradicional, todos los marcos deberían construirse igual al marco 2, ya que cada uno actúa por su parte y resiste las cargas por áreas tributarias.

4.1.2 Revisión de las secciones de las viguetas y de los largueros

La revisión de las viguetas y los largueros se hará de acuerdo a los siguientes valores de elementos mecánicos, obtenidos por el análisis de las cargas de la sección 3.4:

Dirección del Viento	Elemento	L (m)	$V_{m\acute{a}x}$ (ton)	$M_{m\acute{a}x}$ (ton.m)
Normal a las: generatrices	Larguero en sotavento	8	0.596	0.931
	Larguero lateral	6	0.385	0.493
	Viguetas	8	0.770	1.860
Paralelo a las: generatrices	Larguero en sotavento	6	0.512	0.769
	Crítico	Larguero lateral	8	1.068
Crítico	Viguetas	8	1.733	3.802

Tabla 4.2.- Elementos mecánicos en los elementos secundarios.

Diseño del larguero

Se revisará una viga IR 254x28.5

$$I_x = 4\,008 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 308 \text{ cm}^3$$

$$M_{m\acute{a}x} = 2.010 \text{ ton.m}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 1.068 \text{ ton}$$

Flexión

Por flexión se requiere el siguiente módulo de sección:

$$S_x = 2.01 \times 10^5 / (0.6 \times 2530) = 132.4 \text{ cm}^3 < S_x = 308 \text{ cm}^3, \quad \text{aceptable por flexión.}$$

Desplazamiento

Ahora se revisa el desplazamiento. Se sabe que el desplazamiento para la viga de diseño mostrada en el capítulo 2.3. es, al usar ecuaciones de singularidad:

$$EI\Delta x = -11.817x^4 - 3.633x^3 - 4.5x^2 + 177.94x - 5406.174x$$

el máximo desplazamiento se halla a 3.95 m desde el extremo:

$$\Delta_{\max} = \frac{-13264.7}{EI}$$

y el máximo desplazamiento permisible $\Delta_{\max, \text{perm}} = \frac{800}{360} = 2.22 \text{ cm}$. Así, la inercia requerida es:

$$I_x = \frac{13264.7}{0.0222 \cdot 2.1 \times 10^{10}} = 2.8453 \times 10^{-5} \text{ m}^4 = 2845.3 \text{ cm}^4 < 4008 \text{ cm}^4, \text{ se acepta por}$$

desplazamiento.

Estabilidad de placas

Ahora revisamos la estabilidad de placas:

El patín:

$$\frac{800}{\sqrt{2530}} = 15.9 > \frac{b_f}{2t_f} = 5.1 \text{ correcto}$$

En el alma:

$$\frac{984000}{\sqrt{2530(2530 + 1160)}} = 322 > \frac{d}{t_w} = 41.0 \text{ correcto}$$

Por lo que la sección no es regida por la estabilidad de placas.

Estabilidad lateral de la vigueta

Dadas las succiones, el patín interno (inferior) estará sujeto a compresiones y el externo a tensiones bajo la acción del viento. El patín externo, que está sujeto a las láminas, se considera arriostrado en toda su longitud, por tanto, no hay problema con él. El patín interno está sometido a compresión y por lo tanto se colocarán arriostramientos.

El patín de compresión es sólido y rectangular, y el área de los patines de compresión y tensión es la misma, por tanto:

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \times C_b}{L_d / A_f} = \frac{844 \times 10^3 (1)}{400(26)} = 827.8 \text{ kg/cm}^2$$

y el módulo de sección requerido es:

$$S_x = 243.1 \text{ cm}^3 < 308 \text{ cm}^3$$

Se considera que en el apoyo la viga está restringida, por lo que se usará apuntalamiento a cada 400 cm en el patín de compresión.

Cortante

El esfuerzo cortante actuante es:

$$\tau = \frac{V_{act}}{A_{alma}} = \frac{1068}{0.64(21.9)} = 76.2 \text{ kg/cm}^2 \ll 0.4F_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

se acepta la sección.

Para los largueros de 6 m de largo:

Se revisa la misma viga IR 254x28.5, con los siguientes elementos mecánicos:

$$M_{m\acute{a}x} = 0.769 \text{ ton.m}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 0.512 \text{ ton.m}$$

Únicamente se revisa la estabilidad general para saber si debe colocarse apuntalamiento intermedio, ya que se propone la misma sección que para los largueros de 8m.

El patín de compresión es sólido y rectangular, y el área de los patines de compresión y tensión es la misma, por tanto:

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \times C_b}{L_d / A_f} = \frac{844 \times 10^3 (1)}{\frac{600(26)}{10.2}} = 551.9 \text{ kg/cm}^2$$

y el módulo de sección requerido es:

$$S_x = 139.4 \text{ cm}^3 < 308 \text{ cm}^3 \text{ si pasa, por lo que no se requiere apuntalamiento}$$

intermedio en el larguero.

Diseño de la vigueta

Se revisará una viga IR 254x38.5

$$I_x = 5994 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 457 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{máx}} = 3.802 \text{ ton.m}$$

$$V_{\text{máx}} = 1.733 \text{ ton}$$

Flexión

Por flexión, se requiere el siguiente módulo de sección:

$$S_x = 3.802 \times 10^5 / (0.6 \times 2530) = 250.5 \text{ cm}^3 < S_x = 457 \text{ cm}^3, \text{ aceptable por flexión.}$$

Desplazamiento

Ahora se revisa el desplazamiento. Se sabe que el desplazamiento para la viga crítica es, al usar ecuaciones de singularidad:

$$EI\Delta x = -14.0625x^4 - 7.1(x-1.75)^4 + 7.1(x-6.25)^4 + 288.9x^3 - 9943.70625x$$

el máximo desplazamiento se halla a 4 m desde el extremo:

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{-25067.19}{EI}$$

y el máximo desplazamiento permisible $\Delta_{\text{max perm}} = \frac{800}{360} = 2.22 \text{ cm}$

así, la inercia requerida es:

$$I_x = \frac{25067.19}{0.0222 \times 2.1 \times 10^{10}} = 53.769 \times 10^{-6} \text{ m}^4 = 5376.9 \text{ cm}^4 < 5994 \text{ cm}^4, \text{ por}$$

desplazamiento no hay problema.

Estabilidad de placas

Ahora revisamos la estabilidad de placas en:

El patín:

$$\frac{800}{\sqrt{2530}} = 15.9 > \frac{b_f}{2t_f} = 6.6 \text{ correcto}$$

En el alma:

$$\frac{984000}{\sqrt{2530(2530+1160)}} = 322 > \frac{d}{t_w} = 39.7 \text{ correcto}$$

Por lo que la sección no es regida por la estabilidad de placas.

Estabilidad lateral del larguero

Dadas las succiones, el patín interno (inferior) estará sujeto a compresiones y el externo a tensiones bajo la acción del viento. El patín externo, que está sujeto a las láminas, se considera apuntalado en toda su longitud, por tanto, no hay problema con él. El patín interno está sometido a compresión y por lo tanto se colocará apuntalamiento.

El patín de compresión es sólido y rectangular, y el área de los patines de compresión y tensión es la misma, por tanto:

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \times C_b}{L_d / A_f} = \frac{844 \times 10^3 (1)}{\frac{400(26.2)}{14.7 * 1.12}} = 1325.92 \text{ kg/cm}^2$$

y el módulo de sección requerido es:

$$S_x = 286.7 \text{ cm}^3 < 457 \text{ cm}^3$$

Se considera que en el apoyo la viga está restringida, por lo que se usará apuntalamiento a cada 400 cm en el patín de compresión.

Otra opción es usar, debido a la estabilidad de la viga, un perfil IR 254x44.8, para el cual se tiene:

$$I_x = 7\,076 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 531 \text{ cm}^3$$

En este caso:

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 \times C_b}{L_d / A_f} = \frac{844 \times 10^3 (1)}{\frac{800(26.6)}{14.8 * 1.3}} = 763.09 \text{ kg/cm}^2$$

y el módulo de sección requerido es:

$$S_x = 498.2 \text{ cm}^3 < 531 \text{ cm}^3$$

Cortante

El esfuerzo cortante actuante resulta ser:

$$\tau = \frac{V_{act}}{A_{alma}} = \frac{1733}{0.66(21.9)} = 119.9 \text{ kg/cm}^2 \ll 0.4F_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

La sección es aceptada.

4.2 Análisis y diseño de los recubrimientos

Los recubrimientos y sujetadores deben ser los elementos más seguros en los marcos de acero sometidos a la acción del viento, ya que las cargas que actúan externamente se transmiten de las láminas a los marcos por medio de los sujetadores, por lo tanto, las láminas deben ser tan seguras como los sujetadores. En esta sección se revisarán dos tipos de láminas como recubrimiento: la primera denominada L2 (Robertson Mexicana, cal #24, de 0.635 mm de espesor) y la segunda denominada L3 (Hylsa R72, cal #24, de 0.635 mm de espesor).

Se usará el programa de elementos finitos SAP90⁽¹⁸⁾ para modelar los dos perfiles mencionados, que se idealizan como si trabajaran aislados, con los extremos simplemente apoyados, teniendo los dos vértices de cada valle articulados y las crestas libres al igual que las dos orillas largas en la dirección del claro de la lámina. Al revisar las láminas es posible calcular las fuerzas, cortantes en su plano y normales al mismo, para diseñar los sujetadores.

Revisión de las láminas.

Las propiedades del acero de las láminas son:

$E = 2.06 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, es el módulo de elástico,

$\nu = 0.3$, es la relación de Poisson y

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

Del capítulo 3 se conoce que las máximas presiones a las que estarán sometidas las láminas son de succión e iguales a 222.5 kg/m^2 . Se ha idealizado cada uno de los perfiles como se muestra en la figura 4.2.

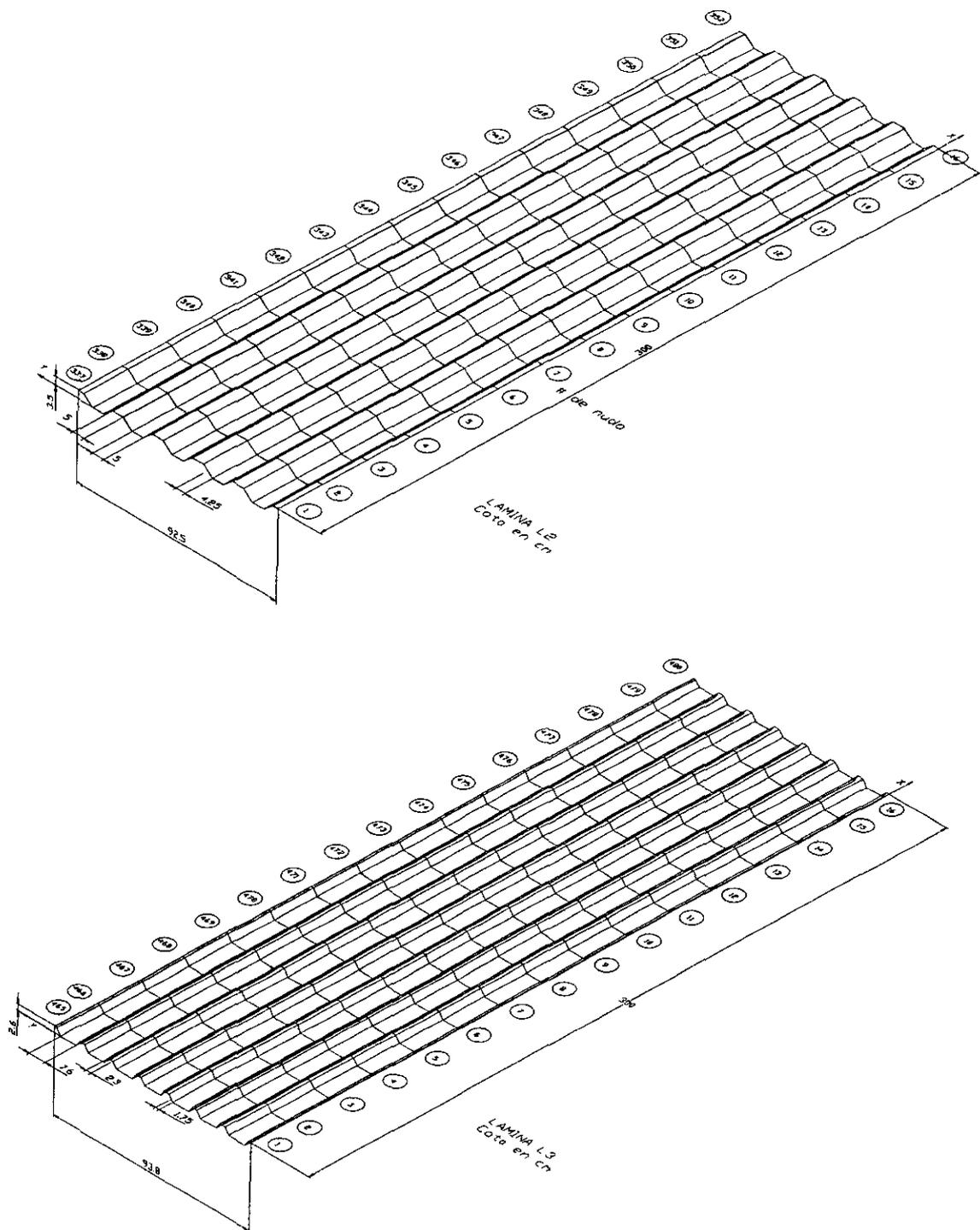


Figura 4.2.- Discretización de los perfiles laminados L2 y L3.

Se considera que la presión actúa normal a la superficie media del perfil, por lo tanto, la carga en cada nudo será proporcional a la proyección horizontal de la superficie multiplicada por la presión.

# de nudo	Área (m ²)	Presión (kg/m ²)	P (kg)
1	0.00125	222.5	0.27813
2	0.00250	222.5	0.55625
17	0.00338	222.5	0.75094
18	0.00675	222.5	1.50188
33	0.00463	222.5	1.02906
34	0.00925	222.5	2.05813

Tabla 4.3.- Cargas de diseño para el perfil laminado L2.

# de nudo	Área (m ²)	Presión (kg/m ²)	P (kg)
1	0.00058	222.5	0.12794
2	0.00115	222.5	0.25588
17	0.00145	222.5	0.32263
18	0.00290	222.5	0.64525
33	0.00468	222.5	1.04019
34	0.00935	222.5	2.08038

Tabla 4.4.- Cargas de diseño para el perfil laminado L3.

El apéndice C muestra los archivos de datos para las láminas en consideración.

Del análisis estructural, calculando esfuerzos, se obtuvieron los siguientes resultados:

# de nudo	$\Delta_{xmáx}$ (cm)	$\Delta_{ymáx}$ (cm)	$\Delta_{zmáx}$ (cm)	$S_{máx}$ (kg/cm ²)
Lámina L2				
25 y 26	0.0106	0.0024	0.3719	269.6
Lámina L3				
88 y 89	0.0258	0.0030	1.0430	634.1

Tabla 4.5.- Desplazamientos y esfuerzos máximos de los perfiles laminados.

Se observa que la lámina L3 resultó con desplazamientos 2.8 veces y con esfuerzos de 2.5 veces que los correspondientes a la lámina L2. Para ambas láminas se considera aceptable el nivel de esfuerzos, mientras que por desplazamientos sólo es aceptable la lámina L2. El desplazamiento permisible se considera $\Delta_{máx,perm.} = Claro/360 = 300/360 = 0.83$ y resulta mayor que 0.37 cm, no así que 1.04 cm.

Diseño según el Manual ROMSA

Se propone diseñar los recubrimientos según el Manual ROMSA ⁽¹⁵⁾, para lo cual se ha seleccionado el perfil denominado Sec. 3. Las consideraciones son las siguientes:

1. Los valores son para 1 ft de ancho del perfil
2. Para encontrar la máxima carga uniformemente repartida, $W_{máx}$, por ft² cuando se considera el máximo desplazamiento permisible igual a $L/360$:

$W_{máx} = \text{Coeficiente de flexión} / L^2$, donde L es la longitud libre entre apoyos en ft.

$W_{máx} = \text{Coeficiente de flecha} / L^3$, donde L es la longitud libre entre apoyos en ft.

3. Cuando el piso es continuo sobre 3 o más claros los coeficientes se obtienen como sigue:

Coeficiente de flexión = Coeficiente de flexión * 1.25

Coeficiente de flecha = Coeficiente de flecha * 1.89

4. Cuando el piso es continuo en dos claros:

Coeficiente de flexión = Coeficiente de flexión * 1.00

Coeficiente de flecha = Coeficiente de flecha * 2.40

La succión es $222.5 \text{ kg/m}^2 = 45.5 \text{ lb/ft}^2$, el ancho es $0.925 \text{ m} = 3.03 \text{ ft}$ y el largo $3 \text{ m} = 9.85 \text{ ft}$.

Para este problema se halló, de las tablas del manual: coeficiente de flexión = 2 705 y coeficiente de flecha = 7 900.

Si $W_{\text{máx}} = 45.5 \text{ lb/ft}^2$:

Por flexión: $L_{\text{máx}} = 7.71 \text{ ft} = 2.35 \text{ m}$

Por flecha: $L_{\text{máx}} = 5.58 \text{ ft} = 1.70 \text{ m}$, ambos son menores que los 3 metros de claro. Por lo que debe usarse una vigueta intermedia, siendo el claro de $1.5 \text{ m} = 4.92 \text{ ft}$.

4.3 Diseño de los sujetadores

Del análisis estructural de la lámina L2 se obtuvieron las fuerzas correspondientes de los nudos siguientes:

#elemento	#nudo	F_x (kg)	F_y (kg)	F_z (kg)	$S_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	S_{12} (kg/cm ²)
31	33	-487.4	-161.9	-26.7	182.2	5.9
	48	-487.4	-161.9	-26.7	182.2	5.9
	49	-526.6	154.0	-33.4	187.1	-7.7
91	97	-443.9	-151.7	-20.3	163.0	5.8
	112	-443.9	-151.7	-20.3	163.0	5.8
	113	-462.0	137.7	-28.3	167.0	-5.1

Las fuerzas indicadas son por unidad de longitud en el plano considerado.

Tabla 4.6.- Fuerzas y esfuerzos máximos del perfil laminado L2.

Se observa que los esfuerzos cortantes son muy bajos y, aunque su valor aumente del orden de tres veces por el efecto del orificio para el sujetador⁽¹⁷⁾, se considera aceptable el nivel de esfuerzos. Por otro lado, el máximo esfuerzo en los apoyos se presentó en el nudo 49 con $S_{\text{máx}} = 187.1 \text{ kg/cm}^2$ que está muy por debajo del límite de esfuerzo de fluencia del material.

Se concluye que los esfuerzos son bajos, que el perfil laminado L2 es aceptable y su diseño está controlado por los desplazamientos.

Finalmente, se calcula la resistencia de los sujetadores, para lo cual necesitamos la fuerza cortante total en el plano de la sección del mismo. Se tienen las fuerzas en las direcciones X y Y, por lo que el esfuerzo cortante total se tomará como: $V = (F_x^2 + F_y^2)^{0.5} * L$, donde L es la longitud tributaria del nudo. Los nudos 33 y 49 están cercanos y en la práctica sólo se coloca un sujetador en cada valle, por ello, las fuerzas de cada nudo se sumarán y se diseñará solo un sujetador. Primero la fuerza en dirección X: $F_x = (-487.4 - 526.6) \text{kg/cm} (0.05+0.055) \text{cm}/2 = -53.2 \text{ kg}$, y la fuerza en dirección Y: $F_y = (161.9 + 154.0) \text{kg/cm} (0.20) \text{cm}/2 = 31.6 \text{ kg}$, así se tiene que $V = 61.9 \text{ kg}$ y $F_z = (-26.7 - 33.4) \text{kg/cm} (0.05+0.055) \text{cm}/2 = 3.2 \text{ kg}$.

Revisión del tornillo Hilti nail EDN19P8 (diámetro de 3.7 mm) con rondana de acero de 23 mm de diámetro

Como sujetador lámina - larguero y lámina - viga principal o lámina - columna se usarán tornillos Hilti nail EDN19P8 (diámetro de 3.7 mm) con rondana de acero de 23 mm de diámetro. Del Manual Hilti Información Técnica⁽¹³⁾, página 18, para fijación sobre acero considerando el espesor de cualquier placa >> que 4 mm:

$Z_{\text{mín}} = \text{valor mínimo de extracción} = 600 \text{ kg}$

$Q_{\text{mín}} = \text{valor de carga lateral mínimo} = 740 \text{ kg}$

$U_{\text{mín}} = \text{valor mínimo de desprendimiento} = 370 \text{ kg}$

Tensión:

Área del tornillo Hilti = 0.1075 cm^2

Esfuerzo permisible = Esfuerzo de fluencia / 1.5 = $2520 / 1.5 = 1680 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza permisible = $1680 (0.1075) = 180.6 \text{ kg}$

Fuerza actuante = 3.2 kg

Fuerza actuante < Fuerza permisible, es aceptable el tornillo por tensión.

Cortante:

$$\text{Área del tornillo Hilti} = 0.1075 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permisible} = \text{Esfuerzo de fluencia} / 2.5 = 2520 / 2.5 = 1008 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo actuante} = 61.9 / 0.1075 = 575.8 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante < Esfuerzo permisible, es aceptable el tornillo por cortante.

Diseño del remache Pop de aluminio de 4.3 mm de diámetro

Como sujetador lámina - lámina se usarán remaches Pop de aluminio de 4.3 mm de diámetro. Se considera el material del remache como aluminio de aleación (extrucción)

6061 - T6⁽¹⁶⁾, 1994, con las siguientes características:

Tensión:

$$\text{Área del remache} = 0.1452 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permisible} = \text{Esfuerzo de fluencia} / 1.5 = 2450 / 1.5 = 1633.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fuerza permisible} = 1633.3 (0.1452) = 237.2 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza actuante} = 0 \text{ kg}$$

Fuerza actuante < Fuerza permisible, es aceptable el tornillo por tensión.

Cortante:

$$\text{Área del remache} = 0.1452 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permisible} = \text{Esfuerzo de fluencia} / 2.5 = 2450 / 2.5 = 980 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo actuante} = 0 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante < Esfuerzo permisible, es aceptable el tornillo por cortante.

Debe observarse que los esfuerzos actuantes en el remache Pop son iguales a cero, ya que las láminas se consideraron apoyadas en los extremos y no se modelaron como láminas traslapadas, por lo que las láminas estarán más seguras al colocar los

remaches de aluminio Pop porque trabajarán en conjunto y se reducirán las fuerzas y esfuerzos antes calculados del análisis.

Por lo anterior se usarán:

Recubrimientos: láminas L2 (Robertson Mexicana, cal #24, de 0.635 mm de espesor), como:

Sujetadores lámina - lámina: remaches Pop de aluminio de aleación (extrucción) 6061 - T6 de 4.3 mm de diámetro, y como

Otros sujetadores: tornillo Hilti nail EDN19P8 (diámetro de 3.7 mm) con rondana de acero de 23 mm de diámetro.

Capítulo 5: ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR EL MÉTODO DE LA MEMBRANA ESFORZADA

Información de los marcos

Se obtuvieron los siguientes elementos estructurales, que formarán a los marcos, del análisis estructural por el método tradicional y de la revisión y diseño de los recubrimientos y sujetadores:

Larguero: viga IR 254x28.5

$$I_x = 4\,008 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 308 \text{ cm}^3$$

Vigueta: viga IR 254x38.5

$$I_x = 5\,994 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 457 \text{ cm}^3$$

Marcos de sección variable:

Sección de la columna en la base (nudos 1 y 2) y en el centro del claro (nudo 5):

$$I_x = 460\,176.5 \text{ cm}^4$$

$$A = 242.9 \text{ cm}^2$$

Sección de la columna y la trabe en su unión (nudos 3 y 7):

$$I_x = 706\,610.5 \text{ cm}^4$$

$$A = 357.2 \text{ cm}^2$$

Sección de la trabe a 15 m desde la unión con la columna (nudos 4 y 6):

$$I_x = 583\,393.5 \text{ cm}^4$$

$$A = 300.1 \text{ cm}^2$$

Recubrimiento: lámina L2 (Robertson Mexicana, cal #24, de 0.635 mm de espesor).

Sujetadores lámina - lámina: remache Pop de aluminio de aleación (extrucción) 6061 - T6 de 4.3 mm de diámetro, a cada 400 mm.

Otros sujetadores: tornillo Hilti nail EDN19P8 (diámetro de 3.7 mm) con rondana de acero de 23 mm de diámetro.

La figura siguiente muestra los arreglos de los paneles:

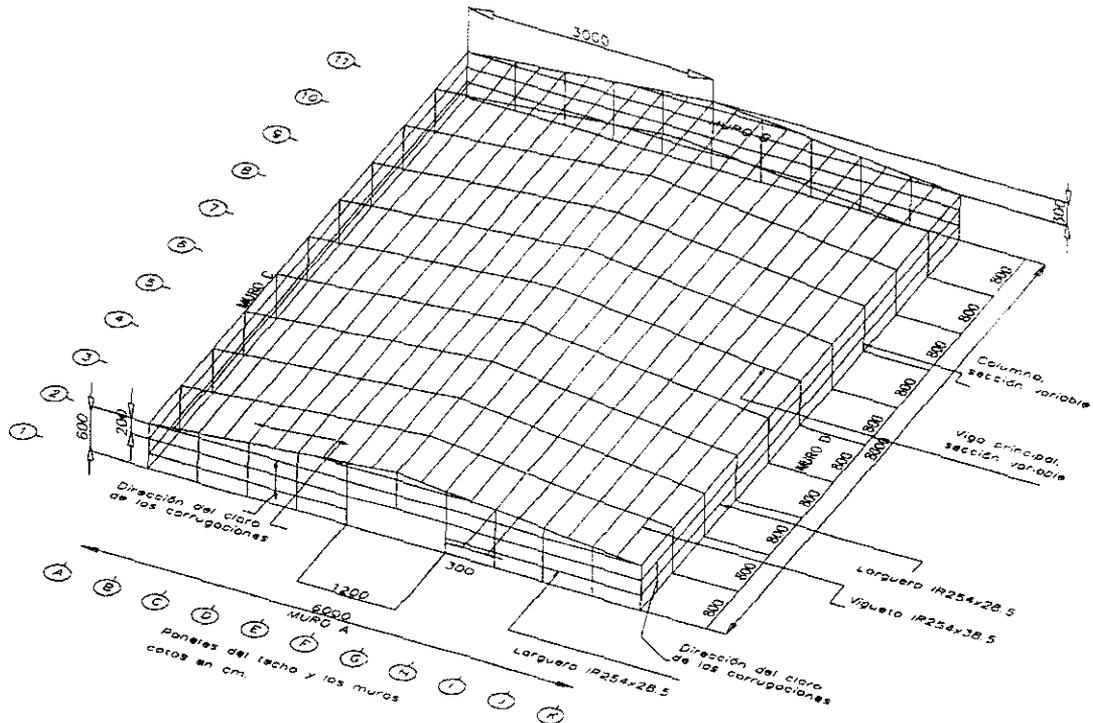


Figura 5.1.- Panel de cortante del techo y de los muros.

Panel del techo

$$a = 8\ 000\ \text{mm}$$

$$A = 4\ 910\ \text{mm}^2$$

$$b = (30\ 000^2 + 3000^2)^{0.5} = 30\ 150\ \text{mm}$$

$$d = 2(50/2) + 2(42.5) = 185\ \text{mm}$$

$$E = 21 \text{ ton/mm}^2$$

$f_1 = 0.33$, $f_2 = 0.18$ y $f_3 = 0.26$, se han obtenido por la siguiente ecuación⁽⁶⁾:

$$f_i = \frac{1}{1 + \left[1 - \frac{2}{n_p - 1}\right]^n + \left[1 - \frac{4}{n_p - 1}\right]^n + \left[1 - \frac{6}{n_p - 1}\right]^n \dots}$$

Donde $f = f_1$ cuando $n = 3$; $f = f_2$ cuando $n = 1$ y $f = f_3$ cuando $n = 2$.

$F_r = 0.612 \text{ ton/mm} * 0.635 \text{ mm} = 0.3886 \text{ ton}$, para tornillo Hilti, (Tabla 7, Apéndice A).

$h = 35 \text{ mm}$

$k = 6.41$, se obtiene por interpolación con la lámina equivalente como se muestra:

Propiedades de la lámina L2

$D = 185 \text{ mm}$

$E = 25 \text{ mm}$

$H = 35 \text{ mm}$

$L = 50 \text{ mm}$

Propiedades de la lámina L2 equivalente

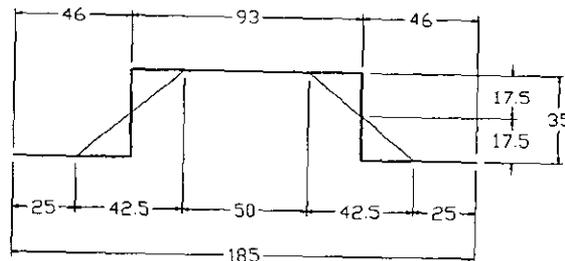
$d = 185 \text{ mm}$

$e = 46 \text{ mm}$

$h = 35 \text{ mm}$

$L = 93 \text{ mm}$

Corrugación equivalente



Corrugación de lámina L2

Corrugación rectangular equivalente del perfil de la hoja
Cota en mm

Figura 5.2.- Corrugación equivalente del perfil laminado L2.

Del apéndice A, tabla 3, para corrugaciones alternas, entrando con $h/d = 35/185 = 0.19$ y $L/d = 93/185 = 0.50$, se obtiene por interpolación $k = 6.41$.

$n_s = 30 \text{ 150mm}/400\text{mm} + 11 = 75 \text{ Pop} + 11 \text{ Hilti} = 86$ conectores por cada traslape de láminas.

$n_{sc} = 0$ (no hay conectores de cortante).

$n_{sh} = 8 \text{ 000mm}/889\text{mm} = 9$ anchos de lámina por panel.

$p = 185 \text{ mm}$.

$s = 1.177 \text{ mm/ton}$ (Apéndice A, Tabla 7).

$s_s = 3.432 \text{ mm/ton}$ (Apéndice A, Tabla 7).

$s_{sc} = 0$, no existe este concepto.

$s_{pr} = 0$, por estar niveladas las láminas con el lecho superior de las vigas y viguetas.

$t = 0.635 \text{ mm}$.

$v = 0.25$ para el acero de las láminas, según Bryan (1972).

Con los valores anteriores se calcula la flexibilidad del panel por:

Distorsión de la hoja:

$$c_{11} = \frac{1.4126(8000)185^4(0.33)6.41}{21(0.635)^3 30150^3} = 0.19000 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Deformación por cortante en la hoja:

$$c_{12} = \frac{19.62(8000)0.18(1+0.25)(1+2\frac{35}{185})}{30150(21)0.635} = 0.1211 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Deformación axial de los largueros:

$$c_{13} = \frac{19.62(8000)^3 0.26}{3(30150)^2 4910(21)} = 0.0093 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Sujetadores lámina - larguero (vigüeta):

$$c_{2,1} = \frac{19.62(8000)1.177(185)0.26}{30150^2} = 0.0098 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Considerando que las láminas están sujetas a las viguetas y a las vigas.

Por los sujetadores hoja - hoja:

$$c_{2,2} = \frac{9.81 * (9 - 1) 3.432}{86} = 3.1319 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Por los sujetadores hoja - conector de cortante:

$$c_{2,3} = 0 \frac{\text{mm}}{\text{ton}} \text{ no aplicable.}$$

Por lo tanto, la flexibilidad por cortante del panel del techo es:

$$C = c_{1,1} + c_{1,2} + c_{1,3} + c_{2,1} + c_{2,2} = 3.4621 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}.$$

Se observa que la mayor contribución en la flexibilidad es por los conectores hoja - hoja.

Panel del muro normal a las generatrices

$$a = 60\,000 \text{ mm}$$

$$A = 3\,630 \text{ mm}^2$$

$$b = 6\,000 \text{ mm}$$

$$d = 2(50/2) + 2(42.5) = 185 \text{ mm}$$

$$E = 21 \text{ ton/mm}^2$$

$f_1 = 0.97$, $f_2 = 0.75$ y $f_3 = 0.90$, para cuatro largueros, (Apéndice A, Tabla 6).

$F_r = 0.612 \text{ ton/mm} * 0.635 \text{ mm} = 0.3886 \text{ ton}$, para tornillo Hilti, (Apéndice A, Tabla 7).

$$h = 35 \text{ mm.}$$

$k = 6.41$, corresponde el mismo valor que el panel del techo.

$np = (2 \text{ de orilla} + 2 \text{ intermedios}) = 4 \text{ largueros.}$

$n_s = 6\ 000\text{mm}/400\text{mm} + 4 = 15\ \text{Pop} + 4\ \text{Hilti} = 19$ conectadores por cada traslape de láminas.

$n_{sc} = 0$ (no hay conectores de cortante).

$n_{sh} = 60\ 000\text{mm}/895\text{mm} = 67$ anchos de lámina por panel.

$p = 185\ \text{mm}$.

$s = 1.177\ \text{mm/ton}$ (Apéndice A, Tabla 7).

$s_s = 3.432\ \text{mm/ton}$ (Apéndice A, Tabla 7).

$s_{sc} = 0$, no existe este concepto.

$s_{pr} = 0$, están niveladas las láminas con el lecho superior de las vigas y viguetas.

$t = 0.635\ \text{mm}$.

$v = 0.25$ para el acero de las láminas, según Bryan (1972).

Con los valores anteriores se calcula enseguida la flexibilidad del panel del muro por:

Distorsión de la hoja:

$$c_{11} = \frac{1.4126(60000)185^4(0.97)6.41}{21(0.635)^3 6000^3} = 531.5024 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Deformación por cortante en la hoja:

$$c_{12} = \frac{19.62(60000)0.75(1+0.25)(1+2\frac{35}{185})}{6000(21)0.635} = 19.0128 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Deformación axial de los largueros:

$$c_{13} = \frac{19.62(60000)^3 0.9}{3(6000)^2 3630(21)} = 463.2820 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Sujetadores lámina - larguero (vigüeta):

$$c_{2.1} = \frac{19.62(60000)1.177(185)0.9}{6000^2} = 6.4082 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Considerando que las láminas están sujetas a las viguetas y a las vigas.

Por los sujetadores hoja - hoja:

$$c_{2.2} = \frac{9.81 * (67 - 1) * 3.432}{19} = 117.0008 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Por los sujetadores hoja - conector de cortante:

$$c_{2.3} = 0 \frac{\text{mm}}{\text{ton}} \text{ no aplicable.}$$

Por lo tanto, la flexibilidad por cortante del panel del techo es:

$$c = c_{1.1} + c_{1.2} + c_{1.3} + c_{2.1} + c_{2.2} = 1137.21 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}.$$

Se observa que la mayor contribución en la flexibilidad es por la distorsión de la hoja y por la deformación axial de los largueros, mientras que la debida a los conectores entre hojas es notablemente menor. La flexibilidad calculada se debe al cortante actuando paralelo al claro de las corrugaciones, en este caso no es así, por lo que la flexibilidad cuando el cortante actúa normal al claro de las corrugaciones es c' ⁽⁵⁾.

$$c' = c \left(\frac{a}{b} \right)^2 = 1137.21 \left(\frac{6000}{60000} \right)^2 = 11.3721 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Esta flexibilidad es notablemente menor que la paralela al claro de las corrugaciones, como era de esperar debido a la orientación de las corrugaciones.

5.2 Momentos y desplazamientos en los marcos sin cubierta

Después de analizar los marcos con las fuerzas calculadas en el capítulo 3 se hicieron corridas de los marcos. Primero se obtuvieron los momentos y desplazamientos en todos los nudos. Después se restringieron los nudos 3 y 7 para evitar los desplazamientos de aleros y con ello se obtuvieron nuevos valores de momento y desplazamiento en los extremos de las barras del marco. Por último se aplicaron las reacciones, de los aleros restringidos, con sentido opuesto sin colocar cargas de viento en los marcos y con ello se obtuvieron nuevos momentos y desplazamientos, que sumados al caso anterior son iguales al primero. En la tabla 5.1 se muestran los valores de los momentos y desplazamientos bajo las diferentes condiciones de carga para los nudos indicados.

La flexibilidad es la misma para todos los marcos, k :

$$k = \frac{\delta_x}{F_a} = \frac{7.423}{43.7948} = 0.169 \frac{\text{mm}}{\text{ton}}$$

Donde δ_x es el desplazamiento horizontal del alero y F_a es la fuerza de alero, es decir, la reacción del nudo de alero al restringirlo (mismo que ahora se tomará como W_i). Es evidente que la flexibilidad es la misma en todos y cada uno de los marcos, debido a su misma geometría y material.

#Marco	Condición del marco	#Nudo	Momento M (ton.m)	Desp. Horiz. δ_x (m)	Desp. Vert. δ_y (m)	Fuerza de Alero $F_a=W_i$ (ton)
1	Natural	3	101.64	0.007423	0.00012	43.7948
		5	-31.45	0	0.083692	
	Con restr. de alero	3	44.89	0	0.0001201	
		5	14.8	0	0.026043	
	Sin restr. de alero	3	56.75	0.007423	0	
		5	-46.26	0	0.057648	
2	Natural	3	187.1	0.013653	0.000221	80.5544
		5	-57.81	0	0.154008	
	Con restr. de alero	3	82.71	0	0.000221	
		5	27.27	0	0.047972	
	Sin restr. de alero	3	104.39	0.013653	0	
		5	-85.08	0	0.106036	
3	Natural	3	154.84	0.011285	0.000183	66.5804
		5	-47.75	0	0.127373	
	Con restr. de alero	3	68.56	0	0.0001834	
		5	22.57	0	0.039731	
	Sin restr. de alero	3	86.28	0.011285	0	
		5	-70.32	0	0.087642	
4	Natural	3	137.55	0.010026	0.000163	59.1558
		5	-42.43	0	0.113161	
	Con restr. de alero	3	60.9	0	0.0001629	
		5	20.05	0	0.035293	
	Sin restr. de alero	3	76.66	0.010026	0	
		5	-62.48	0	0.077869	
5 a 10	Natural	3	128.21	0.009346	0.000152	55.1412
		5	-39.55	0	0.105477	
	Con restr. de alero	3	56.75	0	0.000152	
		5	18.69	0	0.032893	
	Sin restr. de alero	3	71.46	0.009346	0	
		5	-58.24	0	0.072584	
11	Natural	3	64.08	0.00467	0.000076	27.5561
		5	-19.76	0	0.052715	
	Con restr. de alero	3	28.37	0	0.000076	
		5	9.34	0	0.016442	
	Sin restr. de alero	3	35.71	0.00467	0	
		5	-29.1	0	0.036273	

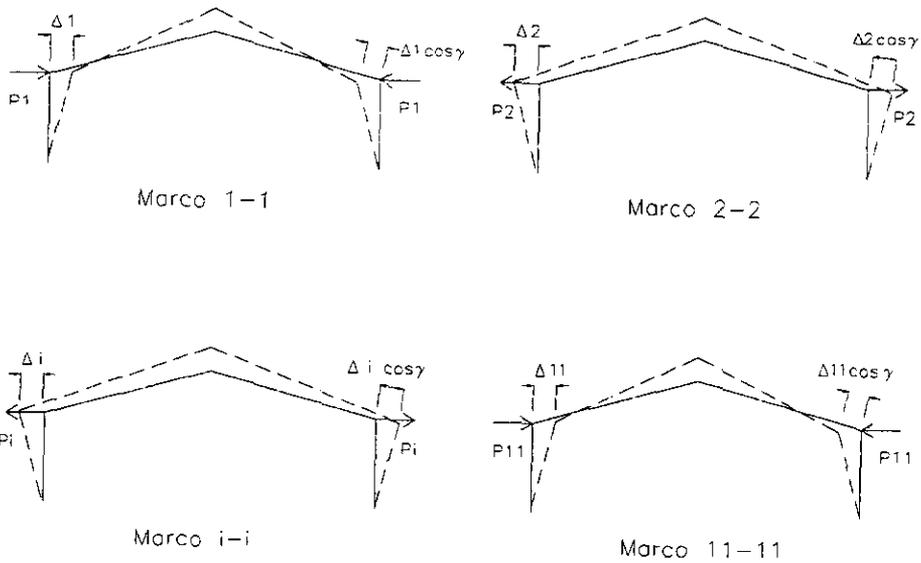
k (mm/ton)
0.169495

Tabla 5.1.- Momentos y desplazamientos de los marcos bajo carga de viento.

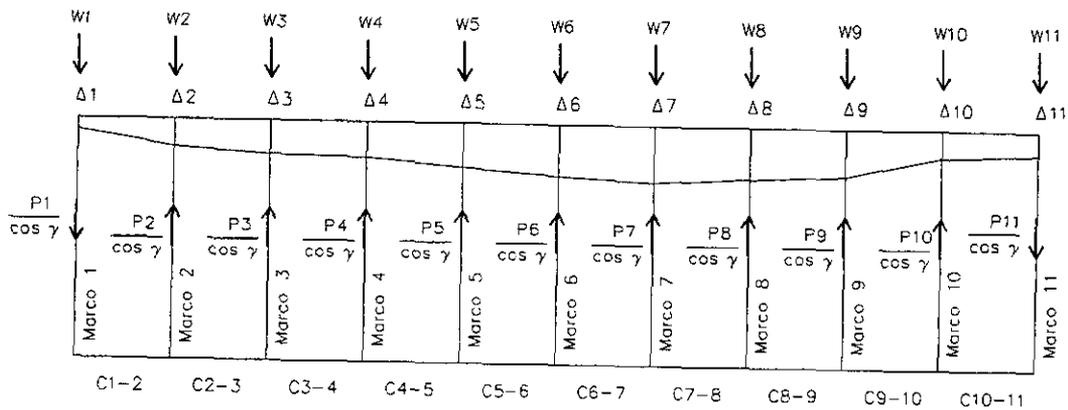
ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

5.3 Equilibrio en los marcos cubiertos

Ahora puede plantearse el equilibrio de los marcos, según los siguientes esquemas:



Definición de la flexibilidad de los marcos



Definición de la flexibilidad de los paneles

Figura 5.3.- Flexibilidad de marcos y paneles.

Donde P_i es la carga en los aleros, influenciada por la acción de las láminas, W_i es la carga externa actuante (la debida a la restricción de los aleros), Δ_i es el desplazamiento en dirección X del alero (Tabla 5.1), referidos al i -ésimo marco. Las cargas P en los marcos tienen influencia unos con otros, en este caso se considera una influencia lineal⁽⁵⁾, como si se tratara de una viga de cortante, por lo cual se obtiene:

Marco 1:

$$P_1 = 1/10*(9P_2+8P_3+7P_4+6P_5+5P_6+4P_7+3P_8+2P_9+P_{10})$$

Marco 11:

$$P_{11} = 1/10*(P_2+2P_3+3P_4+4P_5+5P_6+6P_7+7P_8+8P_9+9P_{10})$$

Marco 10:

$$P_{10} = P_{11} = 1/10*(P_2+2P_3+3P_4+4P_5+5P_6+6P_7+7P_8+8P_9+9P_{10})$$

Marco 9:

$$P_9 = (P_{11} - P_{10}) = 1/10*(P_2+2P_3+3P_4+4P_5+5P_6+6P_7+7P_8+8P_9-P_{10})$$

Marco 8:

$$P_8 = 1/10*(P_2+2P_3+3P_4+4P_5+5P_6+6P_7+7P_8-2P_9-P_{10})$$

Marco 7:

$$P_7 = 1/10*(P_2+2P_3+3P_4+4P_5+5P_6+6P_7-3P_8-2P_9-P_{10})$$

Marco 6:

$$P_6 = 1/10*(P_2+2P_3+3P_4+4P_5+5P_6-4P_7-3P_8-2P_9-P_{10})$$

Marco 5:

$$P_5 = 1/10*(P_2+2P_3+3P_4+4P_5-5P_6-4P_7-3P_8-2P_9-P_{10})$$

Marco 4:

$$P_4 = 1/10*(P_2+2P_3+3P_4-6P_5-5P_6-4P_7-3P_8-2P_9-P_{10})$$

Marco 3:

$$P_3 = 1/10*(P_2+2P_3-7P_4-6P_5-5P_6-4P_7-3P_8-2P_9-P_{10})$$

Marco 2:

$$P_2 = 1/10*(P_2-8P_3-7P_4-6P_5-5P_6-4P_7-3P_8-2P_9-P_{10})$$

Enseguida se plantean las ecuaciones de desplazamiento para los marcos y los paneles. Donde δ_i es el desplazamiento horizontal (natural, sin efecto de membrana) del i - ésimo marco bajo carga de viento y P_{iM} es la carga actuando en el i - ésimo marco debido a la acción del marco, P_{iP} es la carga actuando en el i - ésimo marco debido a la acción del panel, c_{panel} es la flexibilidad del panel extremo y $c_{i-(i+1)}$ es la flexibilidad del panel del techo ubicado entre el marco i y el marco $(i+1)$. Para este problema se tiene que todos los paneles del techo son iguales, por lo que se prescindirá de los subíndices.

Para los marcos extremos:

Marco 1

$$\Delta_1 = \delta_1 - k P_{1M} \quad \text{donde} \quad P_{1M} + \Delta_1 / k = \delta_1 / k \quad (A)$$

Marco 11

$$\Delta_{11} = \delta_{11} - k P_{11M} \quad \text{donde} \quad P_{11M} + \Delta_{11} / k = \delta_{11} / k \quad (B)$$

Para los paneles extremos de los marcos:

Marco 1

$$\Delta_1 = -P_{1P} c_{panel} \quad \text{donde} \quad P_{1P} + \Delta_1 / c_{panel} = 0 \quad (C)$$

Marco 11

$$\Delta_{11} = -P_{11P} c_{panel} \quad \text{donde} \quad P_{11P} + \Delta_{11} / c_{panel} = 0 \quad (D)$$

Para los marcos interiores:

Marco 2:

$$\Delta_2 = \delta_2 - k P_2 \quad \text{donde} \quad P_2 + \Delta_2 / k = \delta_2 / k \quad (1)$$

de manera similar se obtienen las ecuaciones hasta la correspondiente al marco 10:

Marco 10:

$$\Delta_{10} = \delta_{10} - k P_{10} \quad \text{donde} \quad P_{10} + \Delta_{10} / k = \delta_{10} / k \quad (9)$$

Se sabe que $P_{1P} + P_{1M} = P_1$ y $P_{11P} + P_{11M} = P_{11}$, mismas que son conocidas. De este modo, al sumar (A) con (C) se obtiene:

$$(9P_2 + 8P_3 + 7P_4 + 6P_5 + 5P_6 + 4P_7 + 3P_8 + 2P_9 + P_{10}) + 10\Delta_1 (1/k + 1/c_{panel}) = 10 \delta_1 / k \quad (10)$$

Para los paneles interiores:

Marco 2:

$\Delta_2 \cos \gamma = \Delta_1 \cos \gamma + (P_1 - P_2) / \cos \gamma c$ donde

$$(P_1 - P_2) = -(-P_2 + 8P_3 + 7P_4 + 6P_5 + 5P_6 + 4P_7 + 3P_8 + 2P_9 + P_{10})$$

es negativo por actuar en sentido opuesto, y al sustituir se obtiene:

$$P_2 - 8P_3 - 7P_4 - 6P_5 - 5P_6 - 4P_7 - 3P_8 - 2P_9 - P_{10} + 10 \cos^2 \gamma (\Delta_1 - \Delta_2) / c = 0 \quad (11)$$

De manera similar se obtiene para el Marco3 hasta el 10:

$$P_2 + 2P_3 - 7P_4 - 6P_5 - 5P_6 - 4P_7 - 3P_8 - 2P_9 - P_{10} + 10 \cos^2 \gamma (\Delta_1 + \Delta_2 - \Delta_3) / c = 0 \quad (12)$$

$$P_2 + 2P_3 + 3P_4 - 6P_5 - 5P_6 - 4P_7 - 3P_8 - 2P_9 - P_{10} + 10 \cos^2 \gamma (\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 - \Delta_4) / c = 0 \quad (13)$$

$$P_2 + 2P_3 + 3P_4 + 4P_5 - 5P_6 - 4P_7 - 3P_8 - 2P_9 - P_{10} + 10 \cos^2 \gamma (\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 - \Delta_5) / c = 0 \quad (14)$$

$$P_2 + 2P_3 + 3P_4 + 4P_5 + 5P_6 - 4P_7 - 3P_8 - 2P_9 - P_{10} + 10 \cos^2 \gamma (\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 + \Delta_5 - \Delta_6) / c = 0 \quad (15)$$

...

$$P_2 + 2P_3 + 3P_4 + 4P_5 + 5P_6 + 6P_7 + 7P_8 + 8P_9 + 9P_{10} + 10 \cos^2 \gamma (\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 + \Delta_5 + \Delta_6 + \Delta_7 + \Delta_8 + \Delta_9 - \Delta_{10}) / c = 0 \quad (19)$$

Al sumar (B) con (D), se obtienen (20):

$$(P_2 + 2P_3 + 3P_4 + 4P_5 + 5P_6 + 6P_7 + 7P_8 + 8P_9 + 9P_{10}) + 10\Delta_{11} (1/k + 1/c_{panel}) = 10 \delta_{11} / k \quad (20)$$

Los valores conocidos son los siguientes:

$$\gamma = 5.711^\circ$$

$$c_{panel} = 11.3721 \text{ mm/ton}$$

$$c_{techo} = c = 3.4621 \text{ mm/ton}$$

$$k = 0.1695 \text{ mm/ton}$$

y los desplazamientos δ_i se toman de la tabla 5.1 en dirección X.

Sustituyendo en las ecuaciones de equilibrio, se obtiene un sistema de veinte ecuaciones con veinte incógnitas, y resolviendo se obtienen los siguientes valores de desplazamientos y fuerzas, para las cargas P_2 hasta P_{10} y para los desplazamientos desde Δ_1 hasta Δ_{11} . Las fuerzas P_1 y P_{11} se obtienen del equilibrio de los marcos.

# Marco	Fuerzas P_i en cada marco y desplazamientos Δ_i		Fuerza y desplazamiento natural	
	P (ton)	Δ (cm)	F (ton)	δ (cm)
1	-528.8	9.56	43.8	0.74
2	-526.7	10.29	80.6	1.37
3	-53.1	2.03	66.6	1.13
4	-8.3	1.14	59.2	1.00
5	-3.7	1.00	55.1	0.93
6	-2.9	0.98	55.1	0.93
7	-2.8	0.98	55.1	0.93
8	-2.8	0.98	55.1	0.93
9	-2.8	0.98	55.1	0.93
10	-2.8	0.98	55.1	0.93
11	-77.1	1.75	27.6	0.47

Tabla 5.2.- Fuerzas y desplazamientos con efectos de membrana (P , Δ) y por efecto de la fuerza W de la restricción de alero (F , δ).

Cuando se conoce el sistema de ecuaciones es posible variar algunos parámetros y observar el comportamiento de los marcos. Los parámetros que se variaron fueron los siguientes: Primero, la flexibilidad de los marcos, k ; después la flexibilidad del techo, c_{techo} ; la flexibilidad de los paneles extremos, c_{panel} ; y por último se buscó la combinación racional más eficiente.

5.4 Factores de reducción m

En las figuras 5.4, 5.5, y 5.6 se aprecia el comportamiento de los valores de reducción, m , por los cuales deben multiplicarse los momentos debidos a las cargas de alero, resultado de restringir los aleros sobre los marcos sin cubierta, bajo la carga de viento. Se han obtenido según se indicó en la sección 2.3.1, $m = P/R - 1$ para cada marco.

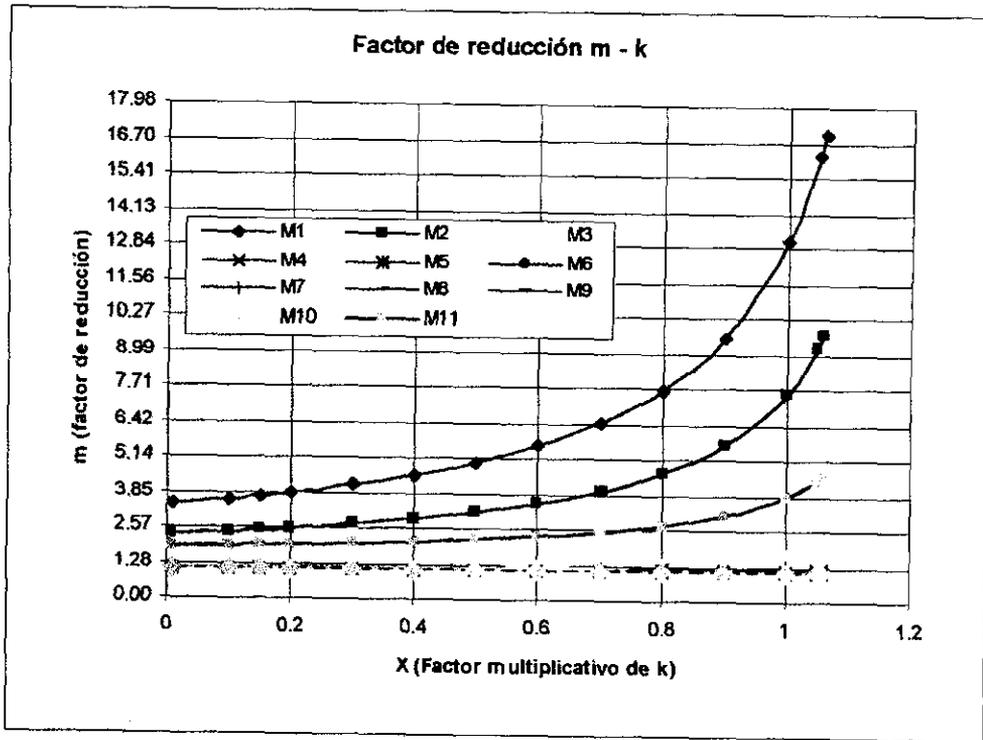


Figura 5.4.- Factor de reducción m cuando varía k .

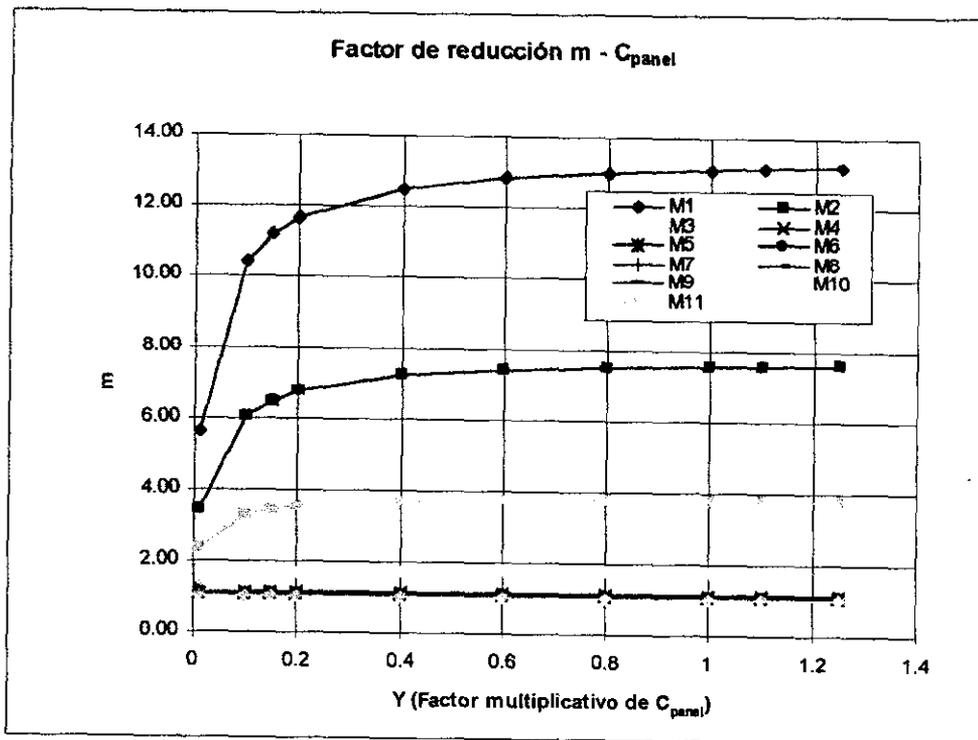


Figura 5.5.- Factor de reducción m cuando varía C_{panel} .

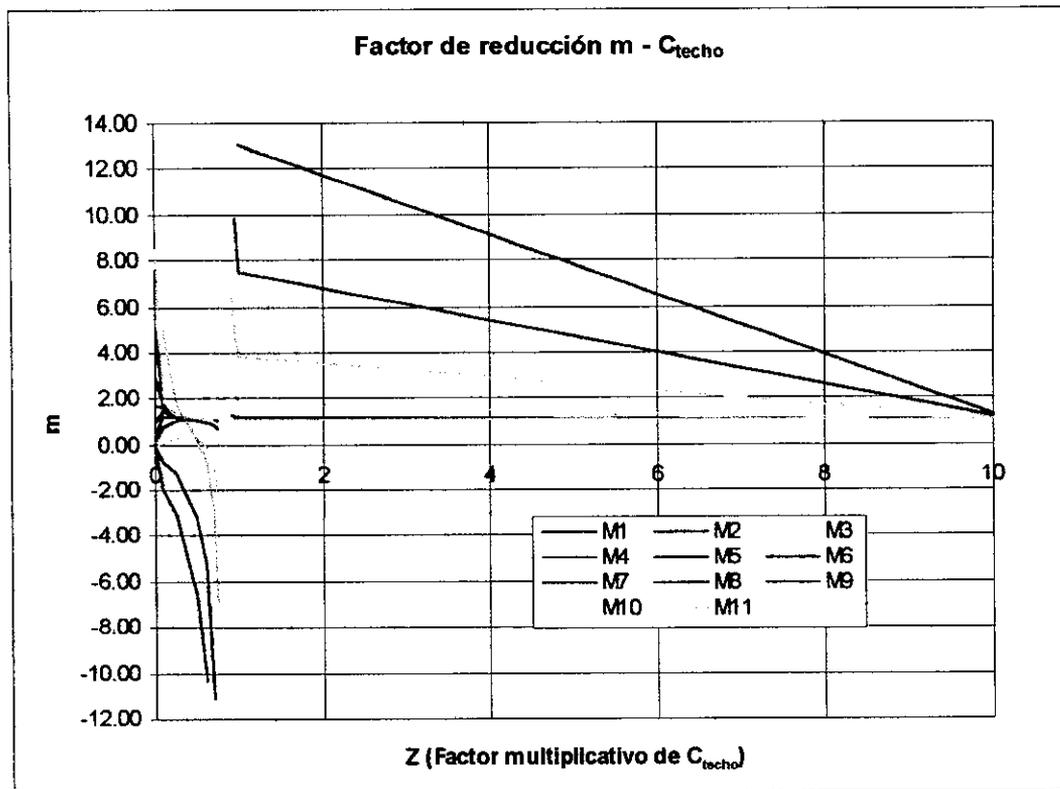


Figura 5.6.- Factor de reducción m cuando varía C_{techo} .

Se observa que, de la figura 5.4, los valores m son menores para los marcos más alejados del marco 1 y que cuando la flexibilidad de los marcos tiende a cero, m tiende a uno, lo que indica que no hay reducción. De la figura 5.5 se observa que, al disminuir los valores de c_{panel} (hacerlos más rígidos), la carga se concentra en un extremo debido al efecto rigidizante de las láminas y a la cercanía de las cargas, se sigue conservando la distribución de cargas por viento. Se aprecia, de la figura 5.6, que el comportamiento de los marcos es más sensible a la flexibilidad del panel del techo, C_{techo} , que a C_{panel} y k . Cuando C_{techo} tiende a infinito (muy flexible) cada panel trabaja independientemente y los valores de m tienden a uno, es decir, no hay reducción por el efecto de las láminas.

Capítulo 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha analizado la acción del viento en dos direcciones ortogonales sobre un edificio industrial ubicado en zona costera; la dirección predominante fue la paralela a las generatrices del edificio, tanto en elementos principales, secundarios, sujetadores como en recubrimientos. Se consideró una vida útil de la estructura de 50 años y se comprobó que el período fundamental de los marcos no es crítico para considerar los efectos de resonancia, es igual a 0.38 seg y 0.39 seg < 1.00 seg para separación entre viguetas a cada 3.0 m y a cada 1.5 m respectivamente, tal como lo indican las recomendaciones actuales⁽¹⁴⁾, por lo que fue válido usar el método estático ante la acción de las cargas de viento.

Los modelos de elementos finitos para las láminas de acero galvanizado indicaron la aceptación de dos tipos, denominados L2 y L3 en calibre #24, teniendo mejor comportamiento la lámina L2. Los sujetadores fueron diseñados de acuerdo a las fuerzas halladas por el método de los elementos finitos. Las condiciones de sujeción de las láminas fueron articulaciones en todos los valles en los extremos. La longitud libre entre apoyos fue de 3 m. También se hizo una revisión de los perfiles laminados con el Manual ROMSA⁽¹⁵⁾ con el procedimiento propuesto en el mismo manual, seleccionando el perfil Sec.3 y usando la carga uniformemente repartida calculada por la acción del viento para los recubrimientos. Debido a las limitaciones del catálogo ROMSA⁽¹⁵⁾, se usó una lámina cal #22, más gruesa que la correspondiente a cal #24, resultando que el máximo claro permisible para L/360 fue de 170 cm entre apoyos articulados; sin embargo, fue regida por desplazamientos al igual que el modelo de SAP-90. Para el modelo de SAP-90 se obtuvo para la lámina L2 un desplazamiento máximo de 0.3719 cm, que es menor que 1.67 cm, siendo muy aceptable.

El procedimiento del manual resultó ser muy conservador en comparación con el método de elementos finitos, aunque debe observarse que el procedimiento del manual es considerando la lámina simplemente apoyada bajo la acción de carga vertical,

mientras que el modelo en SAP-90 brinda un resultado más propio de la acción del viento. Así que, en este trabajo se considera más apropiado el método de los elementos finitos.

Los sujetadores se diseñaron según las fuerzas resultantes en los nudos de apoyo para una separación de 3 m entre largueros, con apoyos articulados en todos los valles de los extremos. A pesar de usar el método de la membrana esforzada los sujetadores resultaron ser como se usan en la práctica común, lo que indica que no es tan importante el costo de los sujetadores adicionales en comparación con la reducción en peso del acero estructural que puede lograrse.

El diseño de los sujetadores se llevó a cabo por el uso de la mecánica de sólidos y por el empleo del Manual Hilti ⁽¹³⁾. Los sujetadores estuvieron regidos en el diseño por esfuerzo cortante, sin embargo, éste fue del orden de un medio del permisible. Así que las perforaciones en las láminas no se consideran importantes.

Al aplicar el método tradicional se presentaron dos casos, con separaciones de viguetas a cada 1.5 m y a cada 3.0 m, resultando más económico el uso de la última separación.

Una vez conocida la estructuración, por el diseño tradicional, se usó la misma para evaluar el efecto de la cubierta sobre los marcos.

Debido a que los marcos tenían cargas diferentes y paneles en los muros extremos, no fue posible aplicar los factores de reducción, m , de las tablas del Apéndice A, por lo que se plantearon las ecuaciones de equilibrio básicas y al final se calculó el valor de m para cada marco. Sin embargo, la relación de flexibilidad del panel del techo al marco $r = c / k = 3.462 / 0.169 = 20.49$, indicaría una reducción pequeña⁽⁵⁾ o insignificante y aún más por la relación de flexibilidad entre el panel del muro y el marco $r = 11.372 / 0.169 = 67.29$. Esto coincide con lo calculado, ya que las reducciones no fueron tan grandes como se esperaba.

De la variación de m se observa el beneficio de usar la contribución de los paneles en la economía del acero estructural. Pero debe observarse que su contribución es poca,

de hecho es deseable usar arriostramientos en los marcos extremos (proporcionando la mínima flexibilidad posible), ya que, observando la figura 5.5, es cuando se tiende a los menores valores posibles de m , en todos los marcos.

Se observa, de la figura 5.4, que los valores m son menores para los marcos más alejados del marco 1.

Observamos en la figura 5.6 que para un valor de $0.5 \cdot c_{\text{techo}} = 1.7311 \text{mm/ton}$, por ejemplo, se obtienen los siguientes valores de m para los marcos 1 al 11 correspondientemente: -6.62, -3.18, 0.23, 0.96, 1.09, 1.10, 1.11, 1.11, 1.11, 1.11, 0.20 (ver Tabla 6.1). Lo que significa que al hacer menos flexible al techo, se modifican los momentos a los valores mostrados en la tabla 6.1. Se observa que no hay reducción significativa de los momentos y los desplazamientos para todos los marcos, al comparar con los momentos naturales de la tabla 5.1. Por lo anterior, no es benéfico usar la reducción en este caso. Observamos que los marcos ubicados en y cerca a los extremos son los que trabaja más (hasta +662%). Además, cuando k tiende a infinito, los valores de m tienden a uno, esto por que los marcos se desacoplan, trabajan independientemente. Por el contrario, cuando k tiende a valores menores que uno la distribución de cargas tiene un orden bien definido, siendo importante la ubicación del marco dentro del edificio y las propiedades de los elementos estructurales.

De la figura 5.5 se observa que, al disminuir los valores de c_{panel} (hacerlos más rígidos), la carga se concentra en los extremos debido al efecto rigidizante de las láminas. Es deseable usar marcos extremos apuntalados para disminuir al máximo los momentos, siendo los marcos extremos apuntalados los que tienden a tomar más carga, aunque no son los más cargados necesariamente.

Se aprecia, de la figura 5.6, que el comportamiento de los marcos es más sensible a la flexibilidad del panel del techo, c_{techo} . Cuando la flexibilidad c_{techo} tiende a cero, los marcos con más carga son los extremos (incluyendo el marco 2 por su ubicación), ya

que son los más rígidos. Por el contrario, cuando c_{techo} tiende a infinito (muy flexible) cada panel trabaja independiente y los valores de m tienden a uno, es decir, no hay reducción por el efecto de las láminas.

	del marco		M (ton.m)	Δx (m)	Δy (cm)
1	Natural	3	-330.80	-0.049140	0.000120
		5	321.04	0.000000	-0.067923
	Con restr. de alero	3	44.89	0.000000	0.000120
		5	14.80	0.000000	0.026043
	Sin restr. de alero	3	-375.69	-0.049140	0.000000
		5	306.24	0.000000	-0.093966
2	Natural	3	-249.25	-0.043417	0.000221
		5	297.82	0.000000	-0.007167
	Con restr. de alero	3	82.71	0.000000	0.000221
		5	27.27	0.000000	0.047972
	Sin restr. de alero	3	-331.96	-0.043417	0.000000
		5	270.55	0.000000	-0.055139
3	Natural	3	88.40	0.002596	0.000183
		5	6.40	0.000000	0.052001
	Con restr. de alero	3	68.56	0.000000	0.000183
		5	22.57	0.000000	0.039731
	Sin restr. de alero	3	19.84	0.002596	0.000000
		5	-16.17	0.000000	0.012270
4	Natural	3	134.49	0.009625	0.000163
		5	-39.93	0.000000	0.089801
	Con restr. de alero	3	60.90	0.000000	0.000163
		5	20.05	0.000000	0.035293
	Sin restr. de alero	3	73.59	0.009625	0.000000
		5	-59.98	0.000000	0.054508
6 al 10	Natural	3	136.07	0.010374	0.000152
		5	-45.96	0.000000	0.170077
	Con restr. de alero	3	56.75	0.000000	0.000152
		5	18.69	0.000000	0.032893
	Sin restr. de alero	3	79.32	0.010374	0.000000
		5	-64.65	0.000000	0.137184
11	Natural	3	71.04	0.001869	0.000152
		5	7.04	0.000000	0.399442
	Con restr. de alero	3	56.75	0.000000	0.000152
		5	18.69	0.000000	0.032893
	Sin restr. de alero	3	14.29	0.001869	0.000000
		5	-11.65	0.000000	0.366549

Tabla 6.1.- Momentos y desplazamientos de los marcos cuando se tiene 0.5^*c_{techo} .

Por último se hizo una combinación de los valores de k , C_{panel} y C_{techo} , para buscar el óptimo de este problema y resultaron los siguientes valores de m indicados en la tabla 6.2.

K	C_{panel}	C_{techo}	m_1	m_2	m_3	m_4	m_5	m_6	m_7	m_8	m_9	m_{10}	m_{11}
1.70	1.00	0.90	-4.04	-1.76	0.51	0.97	1.05	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	0.39
1.70	1.00	0.80	-3.13	-1.27	0.57	0.98	1.06	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	0.63
1.70	1.00	0.65	-2.24	-0.79	0.61	0.98	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.09	0.93
1.70	1.20	0.65	-2.23	-0.78	0.61	0.98	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.09	0.93
1.7	0.75	0.65	-2.27	-0.80	0.60	0.98	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.09	0.92
2	0.75	0.65	-1.44	-0.35	0.67	0.98	1.07	1.08	1.09	1.09	1.09	1.09	1.10
<u>1.10</u>	<u>0.001</u>	<u>0.127</u>	<u>-4.69</u>	<u>-1.50</u>	<u>-0.40</u>	<u>0.41</u>	<u>0.93</u>	<u>1.23</u>	<u>1.40</u>	<u>1.51</u>	<u>1.57</u>	<u>1.60</u>	<u>2.57</u>

Tabla 6.2.- Valores óptimos de las flexibilidades: k , C_{panel} y C_{techo} .

Se observa que, incrementando la flexibilidad de los marcos en 10%, apuntalando los marcos extremos (C_{panel}) y reduciendo en 87% la flexibilidad del panel del techo, se obtienen los valores de momentos y desplazamientos mostrados en la tabla 6.3.

#Marco	Condición del marco	#Nudo	Momento M (ton.m)	Desp. Horiz. Δx (m)	Desp. Vert. Δy (m)
1 m_1 -4.69	Natural	3	-221.27	-0.034814	0.000120
		5	231.76	0.000000	-0.244326
	Con restr. de alero	3	44.89	0.000000	0.000120
		5	14.80	0.000000	0.026043
	Sin restr. de alero	3	-266.16	-0.034814	0.000000
		5	216.96	0.000000	-0.270369
2 m_2 -1.5	Natural	3	-73.88	-0.020480	0.000221
		5	154.89	0.000000	-0.111082
	Con restr. de alero	3	82.71	0.000000	0.000221
		5	27.27	0.000000	0.047972
	Sin restr. de alero	3	-156.59	-0.020480	0.000000
		5	127.62	0.000000	-0.159054
3 m_3 -0.4	Natural	3	34.05	-0.004514	0.000183
		5	50.70	0.000000	0.004674
	Con restr. de alero	3	68.56	0.000000	0.000183
		5	22.57	0.000000	0.039731
	Sin restr. de alero	3	-34.51	-0.004514	0.000000
		5	28.13	0.000000	-0.035057
4 m_4 0.41	Natural	3	92.33	0.004111	0.000163
		5	-5.57	0.000000	0.067219
	Con restr. de alero	3	60.90	0.000000	0.000163
		5	20.05	0.000000	0.035293
	Sin restr. de alero	3	31.43	0.004111	0.000000
		5	-25.62	0.000000	0.031926
5 m_5 0.93	Natural	3	123.21	0.008692	0.000152
		5	-35.47	0.000000	0.100396
	Con restr. de alero	3	56.75	0.000000	0.000152
		5	18.69	0.000000	0.032893
	Sin restr. de alero	3	66.46	0.008692	0.000000
		5	-54.16	0.000000	0.067503
6 m_6 1.23	Natural	3	144.65	0.000000	0.000152
		5	-52.95	0.000000	0.122171
	Con restr. de alero	3	56.75	0.000000	0.000152
		5	18.69	0.000000	0.032893
	Sin restr.	3	87.90	0.000000	0.000000
		5			

Tabla 6.3.- Momentos y desplazamientos de los marcos para valores óptimos de flexibilidad.

#Marco	Condición del marco	#Nudo	Momento M (ton.m)	Desp. Horiz. Δx (m)	Desp. Vert. Δy (m)
7 m ₇ 1.40	Natural	3	156.79	0.013084	0.000152
		5	-62.85	0.000000	0.134511
	Con restr. de alero	3	56.75	0.000000	0.000152
		5	18.69	0.000000	0.032893
	Sin restr. de alero	3	100.04	0.013084	0.000000
		5	-81.54	0.000000	0.101618
8 m ₈ 1.51	Natural	3	164.65	0.014112	0.000152
		5	-69.25	0.000000	0.142495
	Con restr. de alero	3	56.75	0.000000	0.000152
		5	18.69	0.000000	0.032893
	Sin restr. de alero	3	107.90	0.014112	0.000000
		5	-87.94	0.000000	0.109602
9 m ₉ 1.57	Natural	3	168.94	0.014673	0.000152
		5	-72.75	0.000000	0.146850
	Con restr. de alero	3	56.75	0.000000	0.000152
		5	18.69	0.000000	0.032893
	Sin restr. de alero	3	112.19	0.014673	0.000000
		5	-91.44	0.000000	0.113957
10 m ₁₀ 1.60	Natural	3	171.09	0.014954	0.000152
		5	-74.49	0.000000	0.149027
	Con restr. de alero	3	56.75	0.000000	0.000152
		5	18.69	0.000000	0.032893
	Sin restr. de alero	3	114.34	0.014954	0.000000
		5	-93.18	0.000000	0.116134
11 m ₁₁ 2.57	Natural	3	240.40	0.024019	0.000152
		5	-130.99	0.000000	0.219434
	Con restr. de alero	3	56.75	0.000000	0.000152
		5	18.69	0.000000	0.032893
	Sin restr. de alero	3	183.65	0.024019	0.000000
		5	-149.68	0.000000	0.186541

Tabla 6.3.- Continuación.

Los marcos 1 y 11 deben diseñarse para los momentos de 240.40 ton-m y 231.76 ton-m en sus nudos 3 y 5 respectivamente. Los marcos 2 al 10 pueden ser diseñados con los momentos de 171.09 ton-m y 154.89 ton-m en los mismos nudos, lo que indica una reducción de $(1 - 171.09/187.1) 100 = 8.6 \%$ aproximadamente en resistencia necesaria

que si se usará sólo el diseño del marco 2, que es la práctica común. Este valor de resistencia aumenta el valor del factor de seguridad, para el esfuerzo permisible se usó un factor de 1.5: $f_s = 0.6 f_y$, para este problema podría usarse $f_s = 0.65 f_y$, o usar un factor de $1.5/1.086=1.38$, es decir, $f_s=0.72f_y$, por ejemplo. Otra opción sería usar el diseño plástico, con lo cual se tendría un factor de seguridad adicional con el posible ahorro de material resultante aplicar ese método.

Los desplazamientos disminuyen en los marcos internos, siendo el máximo de 14.9 cm, mientras que el mismo en los marcos descubiertos es de 15.4 cm, así es posible reducir el valor del momento de inercia de los elementos de los marcos, haciéndolos más flexibles y resultando en el incremento deseado de flexibilidad del marco.

En este problema, en particular, es necesaria una reducción grande de la flexibilidad del panel del techo, cuyo costo podría verse compensado por el ahorro del peso de acero.

Aunque se usó la contribución de los paneles extremos, la reducción significativa fue proporcionada por la flexibilidad del panel del techo, por ello, se concluye que debe proporcionarse arriostamiento lateral en los marcos extremos, que reduzcan considerablemente la flexibilidad, ya que la flexibilidad proporcionada por los paneles extremos es insignificante. Además, de esta forma los marcos más esforzados son los extremos.

En este problema es posible reducir la flexibilidad del panel del techo a un valor de $0.127^* C_{techo} = 0.44114 \text{ mm/ton}$ o a un valor cercano, si tan solo se logra controlar la flexibilidad debida a los conectores hoja - hoja, $c_{2.2}$. Éste control esta determinado por las ecuaciones de las secciones 2.2.1 y 2.2.6, las cuales dependen del perfil de la lámina, K , del número de anchos de lámina por panel, n_{sh} , y del número de sujetadores,

n_s . En este problema se puede aumentar al doble en número de sujetadores, 172, y si se consiguesen láminas más anchas, sería posible usar menos anchos de lámina, quizás 3, además, si se usan láminas sin corrugaciones, la flexibilidad por distorsión del perfil se elimina, $K = 0$, y $c_{total} = c_{1.1} + c_{1.2} + c_{1.3} + c_{2.1} + c_{2.2} + c_{2.3} = 0 + 0.08784 + 0.0093 + 0.0098 + 0.39149 + 0 = 0.49843$ mm/ton, que es un valor muy cercano al óptimo.

Otra opción sería realizar la prueba carga - deslizamiento (sección 2.2.5) de los conectores entre láminas y buscar alguno que sea eficiente.

Por lo anterior, es deseable usar láminas lisas y lo más largas posibles en la cubierta de los edificios industriales.

La ecuación de la sección 2.2.2 está en función del espesor de la lámina. Podría ser útil reducir la flexibilidad por deformación de la hoja por cortante al aprovechar que, en algunos casos, es necesario colocar láminas que resistan cierto impacto, lo que aumenta su espesor.

Se observa que el trabajo de membrana es benéfico para los marcos, ya que, uniformiza la distribución de esfuerzos y desplazamientos, pues en los marcos que tenían poco desplazamientos estos se incrementan y viceversa. También la forma de trabajo es diferente, ya que el sentido de los momentos y los desplazamientos llega a invertirse debido al valor de m , que algunas veces es positivo y otras negativo, dependiendo de las propiedades de los materiales y del arreglo estructural de los paneles y marcos.

Si bien es cierto que el análisis y diseño por el método de la membrana esforzada es más laborioso, también es cierto que es más racional, seguro y eficiente que el método tradicional. Por otro lado, puede apreciarse el comportamiento de la estructura. La dificultad de aplicación radica en escoger las propiedades y arreglo estructural para lograr la mayor reducción posible de desplazamientos y momentos en los marcos de

acero. Es deseable crear un programa de computadora para eliminar lo tedioso de la aplicación del método y buscar el diseño más eficiente para un problema dado.

El método de la membrana esforzada es más eficiente cuando se cargan uniformemente los marcos o cuando existe un marco cargado, como las cargas de diseño propuestas en la bibliografía⁽⁵⁾, así se logra una mayor economía del acero de los marcos. Un punto importante es que las cargas de viento se han calculado de una manera racional⁽¹⁴⁾, reduciendo las incertidumbres de este respecto.

Al diseñar los marcos por grupos se está en la posibilidad de economizar aún más, aquí sólo se propuso diseñar los marcos extremos diferentes a los internos.

Según los resultados, es deseable hacer investigación al respecto, ya que puede lograrse una reducción de los esfuerzos al considerar estas recomendaciones.

REFERENCIAS

1. Apparao TVSR, Errera, S. And Fisher, G.P. (1969) "Columns braced by girts and a diaphragm". *Journal of structural division, Proc. A.S.C.E.* Vol. 95, No. ST 5, May.
2. Bates, W., Bryan, E. R. and El-Dakhakhni, W. M. (1965) "Full-scale tests on a portal frame shed". *The structural engineer.* Vol. 43, No. 6, June, pp. 199-208.
3. Bryan, E. R. and El-Dakhakhni, W. M. (1964a) "Shear of thin plates with flexible edge members". *Journal of structural division, Proc. A.S.C.E.* Vol. 90, No. ST 4, August.
4. Bryan, E. R. and El-Dakhakhni, W. M. (1964b) "Behaviour of sheeted portal frame sheds: Theory and experiments". *Proc. inst. civ. engrs.* Vol. 29, December, 99. 743-778. (Discussion: Vol. 34, June 1966, pp. 231-243)
5. Bryan, E. R. (1972) *The stressed skin design of steel buildings (1972)* Constrato Monographs, Halsted Press a division of John Wiley & sons, Inc. New York.
6. Bryan, E. R. and El-Dakhakhni, W. M. (1968a) "Shear flexibility and strength of corrugated decks". *Journal of structural division, Proc. A.S.C.E.* Vol. 94, No. ST 11, November.
7. Bryan, E. R. and El-Dakhakhni, W. M. (1968b) "Shear of corrugated decks: calculated and observed behaviour". *Journal of structural division, Proc. A.S.C.E.* Vol. 41, No. ST 11, November.
8. Errera, S. J., Pincus, G. And Fisher, G. P. (1967) "Columns and beams braced by diaphragms". *Journal of structural division, Proc. A.S.C.E.* Vol. 93, No. ST 1, February.
9. Nilson, A. H. (1960) "Shear diaphragms of light gage steel". *Journal of structural division, Proc. A.S.C.E.* Vol. 86, No. ST 11, November, pp. 111-139.
10. Nilson, A. H. (1961) "Folded plate structures of light gage steel". *Journal of structural division, Proc. A.S.C.E.* Vol. 87, No. ST 7, October.
11. *Manual de construcción en acero. Vol.1.* Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A. C. Noriega Limusa Editores. México 1991.
12. *Manual de construcción en acero. Vol.2.* Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A. C. Noriega Limusa Editores. México 1994.

13. Manual de diseño de fijaciones. Información técnica, Hilti (febrero, 1981). Hilti Latín América Ltd. HILTI.
14. Manual de diseño de obras civiles. Sección C. Estructuras. Capítulo 4. Diseño por viento. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de investigaciones Eléctricas. México D. F. 1993.
15. Manual ROMSA (1963). Report in use of H. H. Robertson Steel Roof and Floor Decks as Horizontal Diaphragms.
16. Popov, E. P. *Mécanica de sólidos*. Limusa Noriega Editores. 1994.
17. Timoshenko, S. P., Goodier, J. N. (1990). *Theory of elasticity*. Third edition. Mc Graw-Hill international editions. Engineering mechanics series.
18. Wilson, E. L., Habibullah A. SAP90. A series of computer programs for the static and dynamic finite element analysis of structures, Users manual, Computers & structures. Inc. 1918 University avenue, Berkeley, California 94704, U. S. A.
SAP90-Structural analysis verification manual,
SAPLOT-A interactive input and output display postprocessor for SAP90.
19. Winter, G. (1959) "Cold-formed, light-gage steel construction". *Journal of structural division, Proc. A.S.C.E.* Vol. 85, No. ST 9, November.
20. Zavala, C. J. *Acción estática del viento en placas dobladas*. Tesis profesional. UNAM. México D. F. 1990.

APÉNDICE A
TABLAS DEL MÉTODO DE LA MEMBRANA ESFORZADA

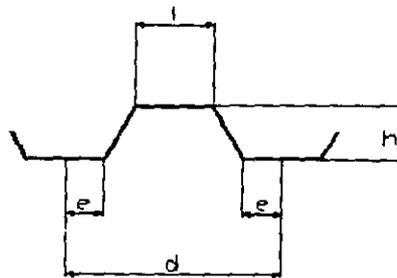


Tabla 1. (1) Constante k para los perfiles laminados usados por D. Anderson & Son Ltd

Manufactura	Producto	Dimensiones del perfil (mm)				k (adimensional) para el siguiente número de corrugaciones por sujetador			
		d	e	h	l	1	2	3	4
D. Anderson & Son Ltd	<i>Cubierta colada</i>								
	<i>Cubierta acero D</i>								
	1	152	12.7	25.4	76.0	0.07	3.51	4.66	5.24
	1 ½	152	9.5	38.0	82.4	0.23	9.10	12.1	13.5
	1 7/8	152	19.0	47.6	91.9	0.82	18.8	24.7	27.7
	2 ½	152	12.7	63.5	76.0	0.64	26.8	35.5	39.9
	<i>Cubierta Cero</i>								
	<i>Empat্রে vertical</i>								
	<i>Anderclad</i>								
	E	152	38.0	25.4	25.4	0.28	2.55	3.31	3.68
	WA6	152	41.2	38.0	19.0	0.57	4.95	6.42	7.15
	A7	127	28.6	38.0	19.0	0.82	8.33	10.8	12.1
	1 7/8	152	46.0	47.6	38.0	1.40	10.3	13.2	14.7
2 ½	152	38.0	63.5	25.4	2.57	23.0	29.8	33.2	

Se proporcionan solo los perfiles anteriores, debido a que las tablas 2 a 5 se han elaborado con los datos de esta tabla y otros muchos perfiles. Los valores de k para otros perfiles se calculan con el procedimiento mencionado en la sección 2.2 de este trabajo.

Tabla 2. Constante k para láminas sujetas en todas las corrugaciones

Valores de h/d	Valores de l/d								
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
0.05	0.01	0.02	0.03	0.04	0.03	0.02	0.03	0.05	0.11
0.10	0.03	0.10	0.15	0.16	0.15	0.12	0.11	0.20	0.46
0.15	0.09	0.25	0.38	0.42	0.38	0.29	0.28	0.48	1.12
0.20	0.17	0.49	0.75	0.84	0.75	0.59	0.54	0.92	2.13
0.25	0.29	0.85	1.29	1.45	1.30	1.01	0.92	1.53	3.54
0.30	0.46	1.33	2.04	2.29	2.06	1.60	1.43	2.34	5.42
0.35	0.68	1.97	3.03	3.40	3.06	2.37	2.08	3.37	7.81
0.40	0.96	2.79	4.28	4.81	4.33	3.34	2.90	4.64	10.8
0.45	1.31	3.79	5.82	6.56	5.91	4.54	3.90	6.18	14.3
0.50	1.73	5.00	7.69	8.67	7.81	6.00	5.10	8.00	18.6

Tabla 3. Constante k para láminas sujetas en corrugaciones alternas

Valores de h/d	Valores de l/d								
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
0.05	0.09	0.17	0.24	0.31	0.36	0.42	0.48	0.57	0.69
0.10	0.45	0.76	1.06	1.33	1.56	1.78	2.03	2.37	2.88
0.15	1.21	1.93	2.63	3.23	3.75	4.23	4.78	5.55	6.74
0.20	2.50	3.82	5.08	6.17	7.08	7.92	8.88	10.3	12.5
0.25	4.46	6.58	8.59	10.3	11.7	13.0	14.5	16.6	20.2
0.30	7.21	10.3	13.3	15.8	17.8	19.6	21.7	24.8	30.2
0.35	10.9	15.3	19.4	22.8	25.5	27.9	30.7	35.0	42.5
0.40	15.6	21.5	26.9	31.5	35.0	38.0	41.6	47.3	57.4
0.45	21.6	29.1	36.2	42.0	46.4	50.1	54.5	61.9	75.1
0.50	28.8	38.3	47.3	54.5	59.9	64.3	69.7	78.8	95.7

Tabla 4. Constante k para láminas sujetas en cada 3 corrugaciones

Valores de h/d	Valores de l/d								
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
0.05	0.12	0.22	0.31	0.40	0.48	0.55	0.64	0.74	0.88
0.10	0.59	0.99	1.37	1.72	2.03	2.34	2.67	3.09	3.68
0.15	1.59	2.50	3.38	4.17	4.88	5.54	6.28	7.23	8.62
0.20	3.28	4.93	6.53	7.95	9.19	10.4	11.7	13.4	15.9
0.25	5.85	8.48	11.0	13.3	15.2	17.0	19.0	21.7	25.8
0.30	9.46	13.3	17.0	20.3	23.1	25.6	28.4	32.3	38.4
0.35	14.3	19.7	24.8	29.3	33.0	36.4	40.2	45.6	54.1
0.40	20.5	27.7	34.5	40.4	45.2	49.6	54.5	61.5	73.0
0.45	28.3	37.5	46.3	53.8	59.9	65.3	71.4	80.4	95.3
0.50	37.8	49.4	60.5	69.8	77.3	83.8	91.2	102	121

Tabla 5. Constante k para láminas sujetas en cada 4 corrugaciones

Valores de h/d	Valores de l/d								
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
0.05	0.13	0.24	0.34	0.44	0.53	0.62	0.71	0.83	0.98
0.10	0.66	1.10	1.52	1.91	2.27	2.62	2.99	3.45	4.09
0.15	1.77	2.78	3.75	4.64	5.44	6.20	7.03	8.08	9.56
0.20	3.67	5.49	7.25	8.84	10.3	11.6	13.0	14.9	17.6
0.25	6.54	9.44	12.2	14.7	16.9	19.0	21.2	24.2	28.5
0.30	10.6	14.8	18.9	22.5	25.7	28.6	31.8	36.1	42.5
0.35	16.0	21.9	27.5	32.5	36.8	40.7	45.0	50.8	59.9
0.40	23.0	30.8	38.3	44.8	50.3	55.3	60.9	68.6	80.8
0.45	31.7	41.8	51.4	59.7	66.7	72.9	79.8	89.7	105
0.50	42.4	55.0	67.1	77.4	85.9	93.5	102	114	134

Tabla 6. Factores de corrección para considerar el efecto de largueros intermedios

No. Total de largueros por panel np	Factores de corrección		
	f1	f2	f3
2	1	1	1
3	1	1	1
4	0.97	0.75	0.90
5	0.89	0.67	0.80
6	0.82	0.55	0.71
7	0.75	0.50	0.64
8	0.69	0.44	0.58
9	0.64	0.40	0.53
10	0.60	0.36	0.49
11	0.56	0.33	0.45
12	0.52	0.30	0.42
13	0.49	0.29	0.39
14	0.46	0.27	0.37
15	0.45	0.25	0.35
16	0.41	0.23	0.33
17	0.40	0.22	0.31
18	0.38	0.21	0.30
19	0.36	0.20	0.28
20	0.34	0.19	0.27

Tabla 7. Características de deslizamiento y resistencia última de los sujetadores de láminas

	Tipo de sujetador	Deslizamientos (mm/ton)	Carga última (ton)
Sujetador lámina - larguero y lámina conector	- Tornillo británico de sello de auto - apriete, 6 mm de diámetro con cabeza de plástico claro y rondana de Neopreno	3.432	0.612 ton por mm de espesor de la hoja
	Tornillos Barber Colman Teks de auto - penetración de $\frac{1}{4}$ " de diámetro (6.1 mm)	3.432	0.612 ton por mm de espesor de la hoja
	Cuña Hilti Tipo EDN 19P8 (3.7 mm de diámetro) con rondana* de acero de 23 mm	1.177	0.612 ton por mm de espesor de la hoja
	Alfiler Omark parte No. 47846 (diámetro de la pierna 3 mm) con rondana* de acero de 23 mm	1.177	0.612 ton por mm de espesor de la hoja
	Alfiler estriado Omark parte No. 47090 tipo H-90 con rondana** de acero de 23 mm	1.177	0.612 ton por mm de espesor de la hoja
Sujetadores de unión de láminas	Remaches Pop de aluminio de 4.8 mm	3.432	0.163 ton
	Remaches Monel pop de 4.8 mm	3.432	0.255 ton por mm de espesor de la hoja
	Tornillos Barber Colman Teks de auto - penetración, diámetro no. 8 (4.1 mm)	3.432	0.255 ton por mm de espesor de la hoja
	Tornillos roscados Barber Colman Hilo de auto - penetración de golpe, diámetro no. 8 (4.1 mm)	5.884	0.255 ton por mm de espesor de la hoja

Todas las muestras se aplican a espesores de hojas desde 0.43 mm hasta 1.27 mm y espesor del ángulo de respaldo desde 2.0 mm hasta 3.2 mm a menos que se establezca diferente.

* para un espesor mínimo del respaldo de 6.1 mm

** para un espesor mínimo del respaldo de 3.2 mm

*** para un espesor mínimo de la hoja de 0.80 mm.

Tabla 8. Flexibilidad de varias conexiones larguero - viga principal

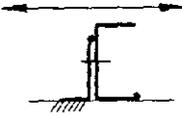
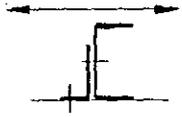
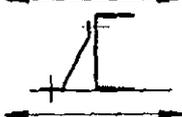
Tipo de larguero	Número de conexión	Detalle de la conexión	Notas	Los peores resultados de prueba por larguero		
				Flexibilidad Spr (mm/ton)	Carga elástica (ton)	Carga última (ton)
R.S.C. 102 x 51	1		Tornillos de 2-16 mm	8.238	0.275	0.551
(ángulo 89 x 64 x 7.8 para abrazadera x 89 mm largo)	2		Extremos soldados	1.079	1.091	2.264
R.S.C. 152 x 76	3		Tornillos de 2-19 mm	5.884	1.132	1.632
(ángulo 76 x 64 x 6.2 para abrazadera x127 mm largo)	4		Patín sin soldadura	11.768	0.591	0.816
	5		Patín atornillado	3.432	1.407	2.223
	6		Patín sin soldadura	Grande	0.184	0.500
	7		Patín soldado	1.275	2.050	> 2.549
	8		Angulo empatrado	0.490	2.223	> 2.549
	9		Doble placa doblada	0.392	2.223	> 2.549

Tabla 8 (continuación). Flexibilidad de varias conexiones larguero - viga principal

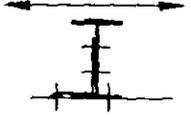
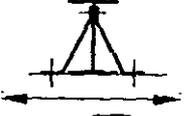
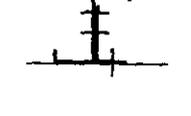
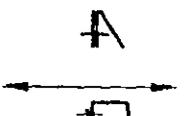
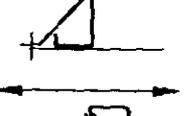
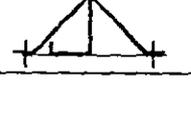
Tipo de larguero	Número de conexión	Detalle de la conexión	Notas	Los peores resultados de prueba por larguero		
				Flexibilidad Spr (mm/ton)	Carga elástica (ton)	Carga última (ton)
Viga universal 254x102x22 kg/m	10		Tornillos de 2-16 mm	25.497	0.724	1.132
	11		Patín sin soldadura	21.575	0.500	0.591
(ángulo 152 x 102 x 9.5 para abrazadera x127 mm largo)	12		Patín atornillado	8.434	1.723	>1.723
	13		Patín sin soldadura	28.432	0.316	0.408
	14		Patín atornillado	2.256	1.632	>1.632
'Z' 203x51x2.0	15		Doble placa doblada	1.079	2.356	>2.356
	16		Tornillos de 16 mm	13.729	0.408	0.500
	17		Ángulo empotrado	3.727	0.408	0.816
(abrazadera 178 x 89 x 9.4 x127 mm largo)	18		Una placa doblada	Grande	0.184	0.316
	19		Doble placa doblada	1.667	1.540	>1.540

Tabla 9. Resumen de flexibilidades

Flexibilidad por cortante debida a	Cubierta fija al larguero y a los conectores de cortante		Cubierta fija a los largueros		
	Expresión	Flexibilidad (mm/ton)	Expresión	Flexibilidad (mm/ton)	
(1) Deformación de la hoja	Distorsión de la hoja	$C_{1.1} = \frac{1.4126ad^4 f_k k}{E t^3 b^3}$	$C_{1.1} =$	$C_{1.1} = \frac{1.4126ad^4 f_k k}{E t^3 b^3}$	$C_{1.1} =$
	Deformación por cortante	$C_{1.2} = \frac{19.62af_2(1+\nu)(1+2h/d)}{btE}$	$C_{1.2} =$	$C_{1.2} = \frac{19.62af_2(1+\nu)(1+2h/d)}{btE}$	$C_{1.2} =$
	Deformación axial de largueros	$C_{1.3} = \frac{19.62a^3 f_3}{3b^2 AE}$	$C_{1.3} =$	$C_{1.3} = \frac{19.62a^3 f_3}{3b^2 AE}$	$C_{1.3} =$
(2) Sujetadores de la hoja	Sujetador hoja - larguero	$C_{2.1} = \frac{19.62aspf_3}{b^2}$	$C_{2.1} =$	$C_{2.1} = \frac{19.62sp}{a} \left(\frac{6}{n_p} + \frac{a^2 f_3}{b^2} \right)$	$C_{2.1} =$
	Sujetador de traslape	$C_{2.2} = \frac{9.81(n_{st}-1)S_s}{n_s}$	$C_{2.2} =$	$C_{2.2} = \frac{9.81n_{st}S_s}{n_s}$	$C_{2.2} =$
	Sujetador hoja - conector	$C_{2.3} = \frac{19.62S_{sc}}{n_{sc}}$	$C_{2.3} =$	No aplicable	
(3) Conexión larguero - viga principal	No aplicable		$C_3 = \frac{19.62S_{pp}}{n_p}$	$C_3 =$	
	Flexibilidad total por cortante	$C =$	Flexibilidad total por cortante	$C =$	

Tabla 10. Factores de reducción m para cada marco en un edificio, cuando los marcos están cargados igual
(1) Valores de r entre 0 y 0.14

No. de marcos en el edificio	Marco No.	Valores de flexibilidad relativa r								
		0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14
3	2	0.00	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07
	4	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.07	0.09	0.11	0.12
5	2	0.01	0.03	0.04	0.06	0.08	0.11	0.13	0.15	0.17
	3	0.02	0.04	0.06	0.07	0.11	0.14	0.17	0.20	0.22
6	2	0.02	0.04	0.06	0.07	0.10	0.13	0.16	0.19	0.21
	3	0.03	0.06	0.08	0.11	0.16	0.20	0.24	0.27	0.31
7	2	0.02	0.05	0.07	0.09	0.12	0.16	0.19	0.21	0.24
	3	0.04	0.07	0.11	0.14	0.20	0.25	0.29	0.33	0.37
	4	0.06	0.11	0.16	0.20	0.27	0.34	0.39	0.44	0.48
8	2	0.03	0.05	0.08	0.10	0.14	0.18	0.21	0.23	0.26
	3	0.05	0.09	0.13	0.17	0.23	0.29	0.33	0.38	0.41
	4	0.06	0.11	0.16	0.20	0.27	0.34	0.39	0.44	0.48
9	2	0.03	0.06	0.09	0.11	0.16	0.19	0.22	0.25	0.27
	3	0.06	0.11	0.15	0.19	0.26	0.32	0.37	0.41	0.45
	4	0.07	0.12	0.18	0.22	0.30	0.37	0.42	0.47	0.51
	5	0.07	0.14	0.20	0.25	0.34	0.41	0.47	0.53	0.57
10	2	0.04	0.07	0.10	0.12	0.17	0.20	0.23	0.26	0.28
	3	0.06	0.12	0.17	0.21	0.29	0.34	0.39	0.43	0.47
	4	0.08	0.15	0.22	0.27	0.36	0.43	0.49	0.54	0.58
	5	0.09	0.17	0.24	0.30	0.40	0.47	0.54	0.59	0.63
11	2	0.04	0.08	0.11	0.13	0.18	0.21	0.24	0.27	0.29
	3	0.07	0.13	0.19	0.23	0.31	0.36	0.41	0.45	0.49
	4	0.10	0.17	0.24	0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61
	5	0.11	0.20	0.27	0.34	0.44	0.52	0.58	0.63	0.67
	6	0.11	0.21	0.28	0.35	0.46	0.54	0.60	0.65	0.70
12	2	0.05	0.08	0.11	0.14	0.19	0.22	0.25	0.28	0.30
	3	0.08	0.15	0.20	0.25	0.32	0.38	0.43	0.47	0.50
	4	0.11	0.19	0.26	0.32	0.42	0.49	0.54	0.59	0.63
	5	0.12	0.22	0.31	0.37	0.48	0.56	0.62	0.67	0.71
	6	0.13	0.24	0.33	0.40	0.51	0.59	0.65	0.70	0.74

Nota: El número de marcos en el edificio incluye los marcos extremos. El marco 1 es el marco extremo, el marco 2 es el penúltimo marco y así los demás.

Tabla 10. Factores de reducción m para cada marco en un edificio, cuando los marcos están cargados igual
(1) Valores de r entre 0.14 y 0.45

No. de marcos en el edificio	Marco No.	Valores de flexibilidad relativa r								
		0.14	0.16	0.18	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45
3	2	0.07	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.18	0.07
	4	0.12	0.14	0.15	0.17	0.20	0.23	0.26	0.29	0.31
5	2	0.17	0.19	0.21	0.23	0.27	0.30	0.33	0.36	0.39
	3	0.22	0.25	0.27	0.30	0.35	0.39	0.43	0.47	0.50
6	2	0.21	0.23	0.25	0.27	0.31	0.35	0.38	0.41	0.43
	3	0.31	0.34	0.36	0.39	0.45	0.50	0.54	0.58	0.61
7	2	0.24	0.26	0.28	0.30	0.34	0.38	0.41	0.43	0.43
	3	0.37	0.40	0.43	0.46	0.52	0.56	0.60	0.64	0.67
	4	0.41	0.44	0.48	0.51	0.57	0.62	0.66	0.70	0.73
8	2	0.26	0.28	0.30	0.32	0.36	0.39	0.42	0.45	0.47
	3	0.41	0.45	0.48	0.50	0.56	0.60	0.64	0.67	0.70
	4	0.48	0.52	0.56	0.58	0.65	0.69	0.73	0.77	0.79
9	2	0.27	0.30	0.31	0.33	0.37	0.40	0.43	0.45	0.48
	3	0.45	0.48	0.51	0.53	0.58	0.63	0.66	0.69	0.71
	4	0.51	0.55	0.58	0.60	0.66	0.71	0.74	0.77	0.79
	5	0.57	0.61	0.64	0.67	0.73	0.77	0.81	0.84	0.86
10	2	0.28	0.31	0.32	0.34	0.38	0.41	0.44	0.46	0.48
	3	0.47	0.50	0.53	0.55	0.60	0.64	0.67	0.70	0.72
	4	0.58	0.62	0.65	0.67	0.73	0.77	0.80	0.82	0.84
	5	0.63	0.67	0.70	0.73	0.78	0.82	0.85	0.87	0.89
11	2	0.29	0.31	0.33	0.35	0.38	0.41	0.44	0.46	0.48
	3	0.49	0.52	0.54	0.56	0.61	0.65	0.68	0.71	0.73
	4	0.61	0.64	0.67	0.69	0.74	0.78	0.81	0.83	0.85
	5	0.67	0.71	0.74	0.76	0.81	0.85	0.87	0.89	0.91
	6	0.70	0.73	0.76	0.78	0.83	0.87	0.89	0.91	0.93
12	2	0.30	0.32	0.34	0.35	0.39	0.41	0.44	0.46	0.48
	3	0.50	0.53	0.55	0.57	0.62	0.65	0.68	0.71	0.73
	4	0.63	0.66	0.69	0.71	0.76	0.79	0.82	0.84	0.86
	5	0.71	0.74	0.76	0.79	0.83	0.86	0.89	0.90	0.92
	6	0.74	0.77	0.80	0.82	0.87	0.89	0.92	0.93	0.94

Nota: El número de marcos en el edificio incluye los marcos extremos. El marco 1 es el marco extremo, el marco 2 es el penúltimo marco y así los demás.

Tabla 10. Factores de reducción m para cada marco en un edificio, cuando los marcos están cargados igual
(1) Valores de r entre 0.45 y 2.00

No. de marcos en el edificio	Marco No.	Valores de flexibilidad relativa r								
		0.45	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.50	2.00
3	2	0.18	0.20	0.23	0.26	0.29	0.31	0.33	0.43	0.50
	4	0.31	0.33	0.37	0.41	0.44	0.47	0.50	0.60	0.67
5	2	0.39	0.41	0.45	0.49	0.52	0.55	0.57	0.66	0.71
	3	0.50	0.53	0.58	0.62	0.66	0.69	0.71	0.80	0.86
6	2	0.43	0.45	0.49	0.53	0.55	0.58	0.60	0.68	0.73
	3	0.61	0.64	0.68	0.72	0.75	0.78	0.80	0.87	0.91
7	2	0.46	0.48	0.51	0.54	0.57	0.59	0.61	0.68	0.73
	3	0.67	0.69	0.73	0.77	0.79	0.82	0.83	0.89	0.92
	4	0.73	0.75	0.80	0.83	0.85	0.87	0.89	0.94	0.96
8	2	0.47	0.49	0.52	0.55	0.58	0.60	0.62	0.69	0.73
	3	0.70	0.72	0.76	0.79	0.81	0.83	0.85	0.90	0.93
	4	0.79	0.81	0.85	0.87	0.89	0.91	0.92	0.96	0.98
9	2	0.48	0.49	0.53	0.55	0.58	0.60	0.62	0.69	0.73
	3	0.71	0.74	0.77	0.80	0.82	0.84	0.85	0.90	0.93
	4	0.79	0.81	0.85	0.87	0.89	0.91	0.92	0.95	0.97
	5	0.86	0.88	0.90	0.92	0.94	0.95	0.96	0.98	0.99
10	2	0.48	0.50	0.53	0.56	0.58	0.60	0.62	0.69	0.73
	3	0.72	0.74	0.77	0.80	0.82	0.84	0.85	0.90	0.93
	4	0.84	0.86	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.97	0.98
	5	0.89	0.91	0.93	0.94	0.96	0.96	0.97	0.99	0.99
11	2	0.48	0.50	0.53	0.56	0.58	0.60	0.62	0.69	0.73
	3	0.73	0.75	0.78	0.80	0.82	0.84	0.85	0.90	0.93
	4	0.85	0.87	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.97	0.98
	5	0.91	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99
	6	0.93	0.94	0.95	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	1.00
12	2	0.48	0.50	0.53	0.56	0.58	0.60	0.62	0.69	0.73
	3	0.73	0.75	0.78	0.80	0.82	0.84	0.85	0.90	0.93
	4	0.86	0.87	0.89	0.91	0.92	0.94	0.94	0.97	0.98
	5	0.92	0.93	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99
	6	0.94	0.95	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00	1.00

Nota: El número de marcos en el edificio incluye los marcos extremos. El marco 1 es el marco extremo, el marco 2 es el penúltimo marco y así los demás.

Tabla 11. Factores por los que m debe dividirse para el marco central cargado únicamente

Valores de la flexibilidad relativa r	Número de marcos en el edificio									
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50
0.10	1.00	1.48	1.95	2.39	2.82	3.20	3.57	3.76	4.21	4.46
0.20	1.00	1.45	1.91	2.29	2.67	2.97	3.25	3.47	3.68	3.89
0.30	1.00	1.43	1.87	2.20	2.54	2.80	3.01	3.16	3.31	3.45
0.40	1.00	1.42	1.83	2.13	2.43	2.64	2.81	2.92	3.03	3.13
0.50	1.00	1.40	1.80	2.07	2.33	2.50	2.65	2.74	2.82	2.88
0.60	1.00	1.38	1.77	2.01	2.25	2.40	2.51	2.58	2.65	2.70
0.70	1.00	1.37	1.74	1.96	2.18	2.32	2.40	2.46	2.50	2.53
0.80	1.00	1.36	1.71	1.91	2.11	2.22	2.30	2.34	2.39	2.41
0.90	1.00	1.34	1.69	1.87	2.05	2.15	2.22	2.25	2.29	2.31
1.00	1.00	1.33	1.67	1.83	2.00	2.08	2.14	2.18	2.20	2.21

Tabla 12. Factor β para encontrar la carga por sujetador

p/a	β	p/a	β	p/a	β
0.010	17.18	0.019	9.27	0.060	3.31
0.011	15.68	0.020	8.84	0.065	3.09
0.012	14.42	0.025	7.18	0.070	2.90
0.013	13.34	0.030	6.08	0.075	2.74
0.014	12.42	0.035	5.24	0.080	2.58
0.015	11.64	0.040	4.68	0.085	2.48
0.016	10.96	0.045	4.21	0.090	2.38
0.017	10.30	0.050	3.85	0.095	2.27
0.018	9.78	0.055	3.54	0.100	2.20

APÉNDICE B

ARCHIVOS DE DATOS DE LOS MARCOS DEL CAPÍTULO 4

Viguetas a cada 3 m. Un claro de 60 m.

C Fuerza en ton, distancia en m

MARCO1

SYSTEM

L=1 V=2 :Una combinación de carga y dos modos de vibrar

JOINTS

:coordenadas de los nudos

1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=60
3 X=0 Y=6
4 X=15 Y=7.5
5 X=30 Y=9
6 X=45 Y=7.5
7 X=60 Y=6

RESTRAINTS

1 7 1 R=0,0,1,1,1,0 :restricción al plano
1 2 1 R=1,1,1,1,1,0 :articulación de los soportes

FRAME

NM=3 NL=3 :3 materiales, 3 patrones de carga en el claro
1 A=242.9E-4 I=460176.5E-8,0 E=2.1E7 M=242.9E-4*7.4/9.81 : área, inercia,
2 A=357.2E-4 I=706610.5E-8,0 E=2.1E7 M=357.2E-4*7.4/9.81:módulo elástico,
3 A=300.1E-4 I=583393.5E-8,0 E=2.1E7 M=300.1E-4*7.4/9.81:masa
1 PLD=0,.,384,0,2,0,769,0,4,0,769,0,6,.,384,0 :4 cargas en Y global
2 PLD=0,-.384,0,2,-0.769,0,4,-0.769,0,6,-.384,0 :a 0,2,4,6 m
3 PLD=3.015,1.268,0,6.03,1.268,0,9.045,1.268,0,12.06,1.268,0
1 1 3 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=1 :elemento 1 de junta 1 a 3
2 2 7 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=2 :material 1 en i, material 2 en j
3 3 4 M=2,3,1 LP=1,0 NSL=3 :con variación lineal en las
4 4 5 M=3,1,1 LP=1,0 NSL=3 :propiedades de la sección
5 5 6 M=1,3,1 LP=1,0 NSL=3
6 6 7 M=3,2,1 LP=1,0 NSL=3

LOADS

:cargas aplicadas en los nudo en tres direcciones (x, y, z)

3 F=-.063,0.631,0,0,0,0
4 F=-.126,1.262,0,0,0,0
5 F=0,1.262,0,0,0,0
6 F=.126,1.262,0,0,0,0
7 F=.063,0.631,0,0,0,0

Viguetas @3.00m. Un claro de 60 m.
C Fuerza en ton, distancia en m.

MARCO2

SYSTEM

L=1 V=2

JOINTS

1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=60
3 X=0 Y=6
4 X=15 Y=7.5
5 X=30 Y=9
6 X=45 Y=7.5
7 X=60 Y=6

RESTRAINTS

1 7 1 R=0,0,1,1,1,0
1 2 1 R=1,1,1,1,1,0

FRAME

NM=3 NL=3

1 A=242.9E-4 I=460176.5E-8,0 E=2.1E7 M=242.9E-4*7.4/9.81
2 A=357.2E-4 I=706610.5E-8,0 E=2.1E7 M=357.2E-4*7.4/9.81
3 A=300.1E-4 I=583393.5E-8,0 E=2.1E7 M=300.1E-4*7.4/9.81
1 PLD=0,.728,0,2,1.457,0,4,1.457,0,6,.728,0
2 PLD=0,-.728,0,2,-1.457,0,4,-1.457,0,6,-.728,0
3 PLD=3.015,2.336,0,6.03,2.336,0,9.045,2.336,0,12.06,2.336,0
1 1 3 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=1
2 2 7 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=2
3 3 4 M=2,3,1 LP=1,0 NSL=3
4 4 5 M=3,1,1 LP=1,0 NSL=3
5 5 6 M=1,3,1 LP=1,0 NSL=3
6 6 7 M=3,2,1 LP=1,0 NSL=3

LOADS

3 F=-.166,1.162,0,0,0,0
4 F=-.232,2.324,0,0,0,0
5 F=0,2.324,0,0,0,0
6 F=.232,2.324,0,0,0,0
7 F=.166,1.162,0,0,0,0

Viguetas @3.00m. Un claro de 60 m.
C Fuerza en ton, distancia en m.

MARCO3

SYSTEM

L=1 V=2

JOINTS

1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=60
3 X=0 Y=6
4 X=15 Y=7.5
5 X=30 Y=9
6 X=45 Y=7.5
7 X=60 Y=6

RESTRAINTS

1 7 1 R=0,0,1,1,1,0
1 2 1 R=1,1,1,1,1,0

FRAME

NM=3 NL=3

1 A=242.9E-4 I=460176.5E-8,0 E=2.1E7 M=242.9E-4*7.4/9.81
2 A=357.2E-4 I=706610.5E-8,0 E=2.1E7 M=357.2E-4*7.4/9.81
3 A=300.1E-4 I=583393.5E-8,0 E=2.1E7 M=300.1E-4*7.4/9.81
1 PLD=0,659,0,2,1.318,0,4,1.318,0,6,659,0
2 PLD=0,-659,0,2,-1.318,0,4,-1.318,0,6,-659,0
3 PLD=3.015,1.935,0,6.03,1.935,0,9.045,1.935,0,12.06,1.935,0
1 1 3 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=1
2 2 7 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=2
3 3 4 M=2,3,1 LP=1,0 NSL=3
4 4 5 M=3,1,1 LP=1,0 NSL=3
5 5 6 M=1,3,1 LP=1,0 NSL=3
6 6 7 M=3,2,1 LP=1,0 NSL=3

LOADS

3 F=-.096,0.963,0,0,0,0
4 F=-.193,1.926,0,0,0,0
5 F=0,1.926,0,0,0,0
6 F=.193,1.926,0,0,0,0
7 F=.096,0.963,0,0,0,0

Viguetas @3.00m. Un claro de 60 m.
C Fuerza en ton, distancia en m.

MARCO4

SYSTEM

L=1 V=2

JOINTS

1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=60
3 X=0 Y=6
4 X=15 Y=7.5
5 X=30 Y=9
6 X=45 Y=7.5
7 X=60 Y=6

RESTRAINTS

1 7 1 R=0,0,1,1,1,0
1 2 1 R=1,1,1,1,1,0

FRAME

NM=3 NL=3

1 A=242.9E-4 I=460176.5E-8,0 E=2.1E7 M=242.9E-4*7.4/9.81
2 A=357.2E-4 I=706610.5E-8,0 E=2.1E7 M=357.2E-4*7.4/9.81
3 A=300.1E-4 I=583393.5E-8,0 E=2.1E7 M=300.1E-4*7.4/9.81
1 PLD=0,.581,0,2,1.162,0,4,1.162,0,6,.581,0
2 PLD=0,-.581,0,2,-1.162,0,4,-1.162,0,6,-.581,0
3 PLD=3.015,1.719,0,6.03,1.719,0,9.045,1.719,0,12.06,1.719,0
1 1 3 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=1
2 2 7 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=2
3 3 4 M=2,3,1 LP=1,0 NSL=3
4 4 5 M=3,1,1 LP=1,0 NSL=3
5 5 6 M=1,3,1 LP=1,0 NSL=3
6 6 7 M=3,2,1 LP=1,0 NSL=3

LOADS

3 F=-.086,0.855,0,0,0,0
4 F=-.171,1.710,0,0,0,0
5 F=0,1.710,0,0,0,0
6 F=.171,1.710,0,0,0,0
7 F=.086,0.855,0,0,0,0

Viguetas @3.00m. Un claro de 60 m.
C Fuerza en ton, distancia en m.

MARCOS 5 AL 10

SYSTEM

L=1 V=2

JOINTS

1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=60
3 X=0 Y=6
4 X=15 Y=7.5
5 X=30 Y=9
6 X=45 Y=7.5
7 X=60 Y=6

RESTRAINTS

1 7 1 R=0,0,1,1,1,0
1 2 1 R=1,1,1,1,1,0

FRAME

NM=3 NL=3

1 A=242.9E-4 I=460176.5E-8,0 E=2.1E7 M=242.9E-4*7.4/9.81
2 A=357.2E-4 I=706610.5E-8,0 E=2.1E7 M=357.2E-4*7.4/9.81
3 A=300.1E-4 I=583393.5E-8,0 E=2.1E7 M=300.1E-4*7.4/9.81
1 PLD=0,.539,0,2,1.078,0,4,1.078,0,6,.539,0
2 PLD=0,-.539,0,2,-1.078,0,4,-1.078,0,6,-.539,0
3 PLD=3.015,1.602,0,6.03,1.602,0,9.045,1.602,0,12.06,1.602,0
1 1 3 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=1
2 2 7 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=2
3 3 4 M=2,3,1 LP=1,0 NSL=3
4 4 5 M=3,1,1 LP=1,0 NSL=3
5 5 6 M=1,3,1 LP=1,0 NSL=3
6 6 7 M=3,2,1 LP=1,0 NSL=3

LOADS

3 F=-.080,0.797,0,0,0,0
4 F=-.159,1.594,0,0,0,0
5 F=0,1.594,0,0,0,0
6 F=.159,1.594,0,0,0,0
7 F=.080,0.797,0,0,0,0

Viguetas @3.00m. Un claro de 60 m.
C Fuerza en ton, distancia en m.

MARCO 11

SYSTEM

L=1 V=2

JOINTS

1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=60
3 X=0 Y=6
4 X=15 Y=7.5
5 X=30 Y=9
6 X=45 Y=7.5
7 X=60 Y=6

RESTRAINTS

1 7 1 R=0,0,1,1,1,0
1 2 1 R=1,1,1,1,1,0

FRAME

NM=3 NL=3

1 A=242.9E-4 I=460176.5E-8,0 E=2.1E7 M=242.9E-4*7.4/9.81
2 A=357.2E-4 I=706610.5E-8,0 E=2.1E7 M=357.2E-4*7.4/9.81
3 A=300.1E-4 I=583393.5E-8,0 E=2.1E7 M=300.1E-4*7.4/9.81
1 PLD=0,272,0,2,0.543,0,4,0.543,0,6,272,0
2 PLD=0,-272,0,2,-0.543,0,4,-0.543,0,6,-272,0
3 PLD=3.015,0.801,0,6.03,0.801,0,9.045,0.801,0,12.06,0.801,0
1 1 3 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=1
2 2 7 M=1,2,1 LP=1,0 NSL=2
3 3 4 M=2,3,1 LP=1,0 NSL=3
4 4 5 M=3,1,1 LP=1,0 NSL=3
5 5 6 M=1,3,1 LP=1,0 NSL=3
6 6 7 M=3,2,1 LP=1,0 NSL=3

LOADS

3 F=-.040,0.398,0,0,0,0
4 F=-.079,0.796,0,0,0,0
5 F=0,0.796,0,0,0,0
6 F=.079,0.796,0,0,0,0
7 F=.040,0.398,0,0,0,0

APÉNDICE C

LÁMINA L2(ROBERTSON MEXICANA); 11/05/98; REVISIÓN DE RECUBRIMIENTOS.
C SUCCIÓN UNIFORMEMENTE REPARTIDA= 222.5 KG/M²
SYSTEM

L=1

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=.035	
16	X=3	Y=0	Z=.035	
17	X=0	Y=.025	Z=.035	
32	X=3	Y=.025	Z=.035	Q=1,16,17,32,1,16
33	X=0	Y=.0675	Z=0	
48	X=3	Y=.0675	Z=0	
49	X=0	Y=.1175	Z=0	
64	X=3	Y=.1175	Z=0	Q=33,48,49,64,1,16
65	X=0	Y=.16	Z=.035	
80	X=3	Y=.16	Z=.035	
81	X=0	Y=.21	Z=.035	
96	X=3	Y=.21	Z=.035	Q=65,80,81,96,1,16
97	X=0	Y=.2525	Z=0	
112	X=3	Y=.2525	Z=0	
113	X=0	Y=.3025	Z=0	
128	X=3	Y=.3025	Z=0	Q=97,112,113,128,1,16
129	X=0	Y=.345	Z=.035	
144	X=3	Y=.345	Z=.035	
145	X=0	Y=.395	Z=.035	
160	X=3	Y=.395	Z=.035	Q=129,144,145,160,1,16
161	X=0	Y=.4375	Z=0	
176	X=3	Y=.4375	Z=0	
177	X=0	Y=.4875	Z=0	
192	X=3	Y=.4875	Z=0	Q=161,176,177,192,1,16
193	X=0	Y=.53	Z=.035	
208	X=3	Y=.53	Z=.035	
209	X=0	Y=.58	Z=.035	
224	X=3	Y=.58	Z=.035	Q=193,208,209,224,1,16
225	X=0	Y=.6225	Z=0	
240	X=3	Y=.6225	Z=0	
241	X=0	Y=.6725	Z=0	
256	X=3	Y=.6725	Z=0	Q=225,240,241,256,1,16
257	X=0	Y=.715	Z=.035	
272	X=3	Y=.715	Z=.035	
273	X=0	Y=.765	Z=.035	
288	X=3	Y=.765	Z=.035	Q=257,272,273,288,1,16
289	X=0	Y=.8075	Z=0	
304	X=3	Y=.8075	Z=0	
305	X=0	Y=.8575	Z=0	

320 X=3 Y=.8575 Z=0 Q=289,304,305,320,1,16
321 X=0 Y=.90 Z=.035
336 X=3 Y=.90 Z=.035
337 X=0 Y=.925 Z=.035
352 X=3 Y=.925 Z=.035 Q=321,336,337,352,1,16

RESTRAINTS

1 352 1 R=0,0,0,0,0,0 :RESTRICCIÓN A MEMBRANA(TODOS LOS GDL LIBRES)
33 49 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=0
97 113 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=0
161 177 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=0
225 241 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=0
289 305 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=0
48 64 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=3
112 128 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=3
176 192 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=3
240 256 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=3
304 320 16 R=1,1,1,0,0,0 :VALLE ARTICULADO EN X=3
2 15 1 R=0,0,0,0,0,0 :EXTREMO LIBRE EN Y=0
338 351 1 R=0,0,0,0,0,0 :EXTREMO LIBRE EN Y=.925

SHELL

NUM=1 O=1 :UN MATERIAL, ESFUERZOS SUP. E INF.
1 E=2.06E10 U=.3 M=7400/9.81 :MOD. YOUNG, MOD. POISSON,
1 JQ=1,2,17,18 ETYPE=0 M=1 TH=.00635,.00635 LP=0 G=15,21

LOADS

1 16 15 L=1 F=0,0,.27813,0,0,0
337 352 15 L=1 F=0,0,.27813
2 15 1 L=1 F=0,0,.55625
338 351 1 L=1 F=0,0,.55625
18 31 1 L=1 F=0,0,1.50188
34 47 1 L=1 F=0,0,2.05813
50 63 1 L=1 F=0,0,2.05813
66 79 1 L=1 F=0,0,1.50188
82 95 1 L=1 F=0,0,1.50188
98 111 1 L=1 F=0,0,2.05813
114 127 1 L=1 F=0,0,2.05813
130 143 1 L=1 F=0,0,1.50188
146 159 1 L=1 F=0,0,1.50188
162 175 1 L=1 F=0,0,2.05813
178 191 1 L=1 F=0,0,2.05813
194 207 1 L=1 F=0,0,1.50188
210 223 1 L=1 F=0,0,1.50188
226 239 1 L=1 F=0,0,2.05813
242 255 1 L=1 F=0,0,2.05813

258	271	1	L=1	F=0,0,1.50188
274	287	1	L=1	F=0,0,1.50188
290	303	1	L=1	F=0,0,2.05813
306	319	1	L=1	F=0,0,2.05813
322	335	1	L=1	F=0,0,1.50188
17	32	15	L=1	F=0,0,.75094
65	80	15	L=1	F=0,0,.75094
81	96	15	L=1	F=0,0,.75094
129	144	15	L=1	F=0,0,.75094
145	160	15	L=1	F=0,0,.75094
193	208	15	L=1	F=0,0,.75094
209	224	15	L=1	F=0,0,.75094
257	272	15	L=1	F=0,0,.75094
273	288	15	L=1	F=0,0,.75094
321	336	15	L=1	F=0,0,.75094
C 33	48	15	L=1	F=0,0,1.02906
C 49	64	15	L=1	F=0,0,1.02906
C 97	112	15	L=1	F=0,0,1.02906
C 113	128	15	L=1	F=0,0,1.02906
C 161	176	15	L=1	F=0,0,1.02906
C 177	192	15	L=1	F=0,0,1.02906
C 225	240	15	L=1	F=0,0,1.02906
C 241	256	15	L=1	F=0,0,1.02906
C 289	304	15	L=1	F=0,0,1.02906
C 305	320	15	L=1	F=0,0,1.02906

:LAS LÍNEAS COMENTADAS (C) NO
: ACEPTAN CARGA,
: MARCA ERROR EL PROGRAMA.

LÁMINA L3(HYLSA R72); 12/05/98; REVISIÓN DE RECUBRIMIENTOS.
C SUCCIÓN UNIFORMEMENTE REPARTIDA=-222.5 kg/m²
SYSTEM

L=1

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=.026	
16	X=3	Y=0	Z=.026	
17	X=0	Y=.0115	Z=.026	
32	X=3	Y=.0115	Z=.026	Q=1,16,17,32,1,16
33	X=0	Y=.029	Z=0	
48	X=3	Y=.029	Z=0	
49	X=0	Y=.105	Z=0	
64	X=3	Y=.105	Z=0	Q=33,48,49,64,1,16
65	X=0	Y=.1225	Z=.026	
80	X=3	Y=.1225	Z=.026	
81	X=0	Y=.1335	Z=.026	
96	X=3	Y=.1335	Z=.026	Q=65,80,81,96,1,16
97	X=0	Y=.153	Z=0	
112	X=3	Y=.153	Z=0	
113	X=0	Y=.229	Z=0	
128	X=3	Y=.229	Z=0	Q=97,112,113,128,1,16
129	X=0	Y=.2465	Z=.026	
144	X=3	Y=.2465	Z=.026	
145	X=0	Y=.2595	Z=.026	
160	X=3	Y=.2595	Z=.026	Q=129,144,145,160,1,16
161	X=0	Y=.277	Z=0	
176	X=3	Y=.277	Z=0	
177	X=0	Y=.353	Z=0	
192	X=3	Y=.353	Z=0	Q=161,176,177,192,1,16
193	X=0	Y=.3705	Z=.026	
208	X=3	Y=.3705	Z=.026	
209	X=0	Y=.3835	Z=.026	
224	X=3	Y=.3835	Z=.026	Q=193,208,209,224,1,16
225	X=0	Y=.401	Z=0	
240	X=3	Y=.401	Z=0	
241	X=0	Y=.477	Z=0	
256	X=3	Y=.477	Z=0	Q=225,240,241,256,1,16
257	X=0	Y=.4945	Z=.026	
272	X=3	Y=.4945	Z=.026	
273	X=0	Y=.5075	Z=.026	
288	X=3	Y=.5075	Z=.026	Q=257,272,273,288,1,16
289	X=0	Y=.525	Z=0	
304	X=3	Y=.525	Z=0	
305	X=0	Y=.601	Z=0	
320	X=3	Y=.601	Z=0	Q=289,304,305,320,1,16
321	X=0	Y=.6185	Z=.026	

336 X=3 Y=.6185 Z=.026
 337 X=0 Y=.6315 Z=.026
 352 X=3 Y=.6315 Z=.026 Q=321,336,337,352,1,16
 353 X=0 Y=.649 Z=0
 368 X=3 Y=.649 Z=0
 369 X=0 Y=.725 Z=0
 384 X=3 Y=.725 Z=0 Q=353,368,369,384,1,16
 385 X=0 Y=.7425 Z=.026
 400 X=3 Y=.7425 Z=.026
 401 X=0 Y=.7555 Z=.026
 416 X=3 Y=.7555 Z=.026 Q=385,400,401,416,1,16
 417 X=0 Y=.773 Z=0
 432 X=3 Y=.773 Z=0
 433 X=0 Y=.849 Z=0
 448 X=3 Y=.849 Z=0 Q=417,432,433,448,1,16
 449 X=0 Y=.8665 Z=.026
 464 X=3 Y=.8665 Z=.026
 465 X=0 Y=.878 Z=.026
 480 X=3 Y=.878 Z=.026 Q=449,464,465,480,1,16

RESTRAINTS

1 480 1 R=0,0,0,0,0,0 :RESTRICCIÓN A MEMBRANA
 1 465 16 R=1,1,1,0,0,0 :EXTREMO ARTICULADO
 16 480 16 R=1,1,1,0,0,0 :EXTREMO ARTICULADO

SHELL

NM=1 O=1 :UN MATERIAL, ESFUERZOS SUP. E INF.
 1 E=2.06E10 U=.3 :MOD. YOUNG, MOD. POISSON,
 1 JQ=1,2,17,18 ETYPE=0 M=1 TH=.00635,.00635 LP=0 G=15,29

LOADS

1 16 15 L=1 F=0,0,.12794 :NUDO N7
 465 480 15 L=1 F=0,0,.12794 :NUDO N7
 2 15 1 L=1 F=0,0,.25588 :NUDO N10
 466 479 1 L=1 F=0,0,.25588 :NUDO N10
 18 31 1 L=1 F=0,0,.64525 :NUDO N11
 34 47 1 L=1 F=0,0,2.08038 :NUDO N12
 50 63 1 L=1 F=0,0,2.08038 :NUDO N12
 66 79 1 L=1 F=0,0,.64525 :NUDO N11
 82 95 1 L=1 F=0,0,.64525 :NUDO N11
 98 111 1 L=1 F=0,0,2.08038 :...
 114 127 1 L=1 F=0,0,2.08038
 130 143 1 L=1 F=0,0,.64525
 146 159 1 L=1 F=0,0,.64525
 162 175 1 L=1 F=0,0,2.08038
 178 191 1 L=1 F=0,0,2.08038

194	207	1	L=1	F=0,0,.64525	
210	223	1	L=1	F=0,0,.64525	
226	239	1	L=1	F=0,0,2.08038	
242	255	1	L=1	F=0,0,2.08038	
258	271	1	L=1	F=0,0,.64525	
274	287	1	L=1	F=0,0,.64525	
290	303	1	L=1	F=0,0,2.08038	
306	319	1	L=1	F=0,0,2.08038	
322	335	1	L=1	F=0,0,.64525	
338	351	1	L=1	F=0,0,.64525	
354	367	1	L=1	F=0,0,2.08038	
370	383	1	L=1	F=0,0,2.08038	
386	399	1	L=1	F=0,0,.64525	
402	415	1	L=1	F=0,0,.64525	
418	431	1	L=1	F=0,0,2.08038	
434	447	1	L=1	F=0,0,2.08038	:NUDO N12
450	463	1	L=1	F=0,0,.64525	:NUDO N11
17	32	15	L=1	F=0,0,.32263	
33	48	15	L=1	F=0,0,1.04019	
49	64	15	L=1	F=0,0,1.04019	
65	80	15	L=1	F=0,0,.32263	
81	96	15	L=1	F=0,0,.32263	
97	112	15	L=1	F=0,0,1.04019	
113	128	15	L=1	F=0,0,1.04019	
129	144	15	L=1	F=0,0,.32263	
145	160	15	L=1	F=0,0,.32263	
161	176	15	L=1	F=0,0,1.04019	
177	192	15	L=1	F=0,0,1.04019	
193	208	15	L=1	F=0,0,.32263	
209	224	15	L=1	F=0,0,.32263	
225	240	15	L=1	F=0,0,1.04019	
241	256	15	L=1	F=0,0,1.04019	
257	272	15	L=1	F=0,0,.32263	
273	288	15	L=1	F=0,0,.32263	
289	304	15	L=1	F=0,0,1.04019	
305	320	15	L=1	F=0,0,1.04019	
321	336	15	L=1	F=0,0,.32263	
337	352	15	L=1	F=0,0,.32263	
353	368	15	L=1	F=0,0,1.04019	
369	384	15	L=1	F=0,0,1.04019	
385	400	15	L=1	F=0,0,.32263	
401	416	15	L=1	F=0,0,.32263	
417	432	15	L=1	F=0,0,1.04019	
433	448	15	L=1	F=0,0,1.04019	
449	464	15	L=1	F=0,0,.32263	