

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO  
ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHO CON  
PERFILES METALICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD**

PRESENTADO POR:

**CARLOS ALBERTO CRUZ ROVIRA**

**PAOLO ROBERTO FIGUEROA CATALAN**

**CARLOS LEONARDO HERNANDEZ CASTILLO**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 2012

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

**RECTOR :**

**ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO**

**SECRETARIA GENERAL :**

**DRA. ANA LETICIA ZA VALETA DE AMAYA**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

**DECANO :**

**ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL**

**SECRETARIO :**

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

**DIRECTOR :**

**DR. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Título :

**ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO  
ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHO CON  
PERFILES METALICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD**

Presentado por :

**CARLOS ALBERTO CRUZ ROVIRA**

**PAOLO ROBERTO FIGUEROA CATALAN**

**CARLOS LEONARDO HERNANDEZ CASTILLO**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

**INGRA. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO**

**ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO**

San Salvador, Mayo de 2012

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

**INGRA. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO**

**ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO**

## **AGRADECIMIENTOS**

**A DIOS:** Por habernos permitido cumplir una meta mas en nuestras vidas y por brindarnos la luz en el camino a través de todas las personas que colaboraron en la elaboración de esta investigación.

**A NUESTROS PADRES:** Por su incondicional apoyo y paciencia en el desarrollo de nuestro trabajo de graduación y en nuestra formación académica.

**A NUESTROS DOCENTES DIRECTORES:** Por su dedicación, apoyo y ayuda incondicional, por compartir sus conocimientos en todo el tiempo en el cual se elaboró esta investigación

**A TODO EL PERSONAL DOCENTE:** Por todo el conocimiento que de ellos fue adquirido en el proceso de nuestra formación académica, y que nos permite desempeñarnos de forma integral en el ámbito profesional.

**A TODOS NUESTROS COMPAÑEROS:** Que a lo largo de nuestra estadía en la Universidad nos brindaron su compañía y amistad en los momentos más alegres y en las etapas difíciles.

## **DEDICATORIA.**

A mis padres **Rafael Armando Cruz Álvarez y María Juana Rovira Guzmán** que con su cariño y comprensión me ayudaron a creer en mí.

A mis hermanos **Oscar Alfredo Cruz, Víctor Armando Cruz y Elsy Carolina Cruz** quienes estuvieron siempre a mi lado y me brindaron su apoyo incondicional.

A todos mis tíos que de una u otra manera estuvieron presentes a lo largo de la carrera y que siempre me brindaron una palabra de aliento que me motivaba a seguir adelante.

En general a todas las personas que fueron parte de mi formación académica

*Carlos Alberto Cruz Rovira.*

## DEDICATORIA

A Dios que se manifiesta a través de todas las personas que forman parte de mi vida, y que de alguna manera han influido para llegar a esta etapa de mi vida para alcanzar este triunfo.

A mis padres **María Teresa Catalán** y **José Roberto Figueroa (Q.E.P.D)**, que han sido en todo momento fuente de inspiración y motivación para lograr las metas que me he propuesto en cada momento de mi vida y a quienes debo gran parte de mi formación en todos los aspectos de mi vida. Gracias por su dedicación y amor.

A mis hermanos **Olga Nataly Figueroa Catalán** y **José Edgardo Figueroa Catalán**, con quienes he compartido gran parte de mi vida, quienes me enseñaron el cariño y el amor a pesar de todas las dificultades y que me brindaron apoyo para lograr mis objetivos.

A **Maybeline Dalila Stefany Rivera** que con su amor y apoyo incondicional en los momentos bonitos y difíciles de esta etapa de mi vida, me brindo la motivación y las fuerzas necesarias para seguir adelante. Gracias por creer en mí y por tu apoyo.

A mis compañeros de tesis, **Carlos Cruz Rovira** y **Leonardo Hernandez Castillo** con quienes tuve el placer de compartir durante mucho tiempo su amistad y conocimiento, y con quienes juntos logramos alcanzar este triunfo.

A todos mis compañeros y familiares con quienes he compartido este camino hacia mi formación académica, a mi abuela **Ángela González**, mis tíos y demás personas que me han brindado una palabra de apoyo y motivación. Y todos los compañeros y amigos con quienes compartí mi formación académica.

**Paolo Roberto Figueroa Catalán**

## DEDICATORIA

**A Dios Todopoderoso:** por las muchas bendiciones recibidas a lo largo de mi formación académica y mi vida, por su infinita misericordia, por permitirme tomar experiencia a través de sus enseñanzas, por poner en mi vida tantas buenas personas que me apoyaron y animaron para poder alcanzar este éxito académico.

**A La Virgen Santísima:** por ser nuestra intercesora y abogada, por escuchar y atender las oraciones de mi familia, ser nuestro mayor consuelo y una madre ejemplar que no nos abandona y nos guía por el camino hacia nuestro Señor Jesucristo.

**A mis Padres:** León Hernández Hernández y Lucina Olfania Castillo de Hernández, por todo su gran apoyo, su enorme paciencia, ayudarme en todo aspecto de mi vida, por enseñarme a tener fe en Nuestro Señor en todo momento, por su carácter ejemplar de padres y porque son una de las mayores bendiciones de mi vida. Gracias por todo.

**A mis hermanos:** Fátima Leonila, por animarme a seguir mi carrera y apoyarme en todo momento; Saúl David, por ser un verdadero ejemplo de hermano, por ayudarme y apoyarme cuando más lo necesité; Wilfredo Iván, por inspirar y mantener unida a toda mi familia con su humildad y carisma, por ser la gracia que Dios nos regaló para iluminar nuestras vidas.

**A Evelin Tatiana Lemus Cordero:** por ser la persona que me apoyó y me sostuvo en los momentos más críticos, por escucharme y creer en mí, por compartir conmigo todos estos lindos años e inspirarme a seguir mis metas.

**A todos mis compañeros:** que conocí en toda mi vida académica que de alguna manera me animaron y apoyaron a terminar mi carrera universitaria, aquellos que me enseñaron que no sólo se aprende de los docentes sino también de los compañeros, con los que pasamos momentos difíciles pero a la vez únicos para poder alcanzar nuestras metas. Especialmente a mis compañeros de tesis: Paolo Figueroa y Carlos Rovira, además a mis compañeros: Ivy Juárez, Marvin Ayala, Marlon Sánchez, y los demás compañeros que influyeron en mi formación, los cuales espero ver en mi vida profesional.

Carlos Leonardo Hernández Castillo.

## CONTENIDO

### CAPITULO I: GENERALIDADES DEL ESTUDIO

1.1.	INTRODUCCION .....	2
1.2.	RESEÑA HISTORICA .....	3
1.3.	ESTADO ACTUAL .....	9
1.4.	IMPORTANCIA Y JUSTIFICACION .....	14
1.5.	ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN .....	17

### CAPÍTULO II: INTRODUCCION A ESTRUCTURAS DE TECHO

<b>2.1.</b>	<b>INTRODUCCION .....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.</b>	<b>SISTEMAS DE TECHOS .....</b>	<b>21</b>
2.2.1.	Techos rígidos y flexibles .....	22
2.2.2.	Techos autoportantes y soportados .....	24
<b>2.3.</b>	<b>TECHOS CON CUBIERTA Y ESTRUCTURA DE SOPORTE.....</b>	<b>25</b>
2.3.1.	CUBIERTAS DE TECHO .....	25
2.3.2.	ESTRUCTURA DE TECHO .....	26
2.3.2.1.	Estructura de techo a base de elementos de madera.....	27
2.3.2.2.	Estructura de techo a base elementos metálicos.....	28
<b>2.4.</b>	<b>COMPONENTES DE ESTRUCTURAS DE TECHO CON ELEMENTOS METÁLICOS.....</b>	<b>34</b>
2.4.1.	VIGAS DE TECHO .....	36
2.4.1.1.	Armaduras .....	36
2.4.1.2.	Vigas de alma abierta .....	38
2.4.1.3.	Vigas de alma llena .....	40
2.4.2.	LARGUEROS DE TECHO .....	41
2.4.2.1.	Perfiles laminados.....	41
2.4.2.2.	Polines espaciales .....	41
2.4.3.	CONEXIONES.....	42
2.4.3.1.	Conexión tipo atornillada .....	42
2.4.3.2.	Conexión tipo soldadura.....	43
2.4.4.	APOYOS.....	46
2.4.5.	TENSORES .....	49
2.4.6.	ARRIOSTRAMIENTOS .....	50

### **CAPITULO III: PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHOS A BASE DE PERFILES METÁLICOS.**

<b>3.1.</b>	<b>INTRODUCCION</b> .....	<b>53</b>
<b>3.2.</b>	<b>PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL</b> .....	<b>55</b>
3.2.1.	ETAPAS DEL PROCESO DE DISEÑO.....	56
<b>3.3.</b>	<b>FASE CONCEPTUAL DEL DISEÑO APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO</b> .....	<b>59</b>
3.3.1.	ETAPA DE CONCEPTUALIZACION GEOMETRICA. ....	60
3.3.1.1.	Configuración geométrica del techo.....	61
3.3.1.2.	Etapa de estructuración .....	66
<b>3.4.</b>	<b>FASE DE ANALÍTICA (FASE DE CÁLCULO) APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO</b> .....	<b>78</b>
3.4.1.	ETAPA DE ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS DE TECHO. ....	79
3.4.1.1.	Análisis de cargas.....	80
3.4.1.2.	Análisis de esfuerzos .....	102
3.4.1.3.	Análisis de deformaciones .....	110
3.4.2.	ETAPA DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	115
3.4.2.1.	Métodos de diseño. ....	117
3.4.2.2.	Combinaciones de carga.....	124
3.4.2.3.	Diseño de elementos de estructuras de techos.....	126
3.4.3.	ETAPA DE REVISION .....	156
<b>3.5.</b>	<b>PLANOS ESTRUCTURALES DE TECHOS</b> .....	<b>157</b>

### **CAPITULO IV: EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO A BASE DE PERFILES METÁLICOS.**

<b>4.1.</b>	<b>INTRODUCCION</b> .....	<b>162</b>
<b>4.2.</b>	<b>EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO A BASE DE PERFILES METÁLICOS</b> .....	<b>165</b>
4.2.1.	CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROYECTO .....	165
<b>4.3.</b>	<b>FASE CONCEPTUAL DEL PROCESO DEL DISEÑO APLICADO A ESTRUCTURA DE TECHO</b> .....	<b>168</b>
4.3.1.	ETAPA DE CONCEPTUALIZACION GEOMÉTRICA DEL SISTEMA DE TECHO.....	168
4.3.2.	ETAPA DE CONCEPTUALIZACION ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE TECHO.....	170
4.3.2.1.	Estructuración de elementos.....	170
4.3.2.2.	Predimensionamiento de elementos .....	179
<b>4.4.</b>	<b>FASE ANALITICA O NUMERICA DEL PROCESO DEL DISEÑO APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO</b> .....	<b>185</b>
4.4.1.	ETAPA DE ANALISIS EN EL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL .....	185
4.4.1.1.	Evaluación de cargas externas.....	185

4.4.1.2.	EVALUACION DE ACCIONES INTERNAS .....	225
4.4.2.	ETAPA DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	263
4.4.2.1.	Diseño estructural de elementos secundarios .....	263
4.4.2.2.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS PRIMARIOS .....	275
4.4.2.3.	Diseño de apoyos y conexiones.....	296
4.4.3.	ETAPA DE REVISION ESTRUCTURAL.....	317
4.4.3.1.	Revisión estructural de elementos secundarios.....	317
4.4.3.2.	Revisión estructural de elementos primarios.....	322
<b>4.5.</b>	<b>FASE ANALITICA DEL PROCESO DEL DISEÑO UTILIZANDO SOFTWARE SAP 2000.....</b>	<b>339</b>
<b>4.6.</b>	<b>COMPARACION DE RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE PROCEDIMIENTO MANUAL DE DISEÑO CONTRA SOFTWARE DE DISEÑO.....</b>	<b>353</b>

## **CAPITULO V: DETERMINACION DE LOS COSTOS DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA DE TECHO**

<b>5.1</b>	<b>INTRODUCCION.....</b>	<b>358</b>
<b>5.2</b>	<b>EVALUACION DEL COSTO DE CONSTRUCCION E INSTALACION DE LA ESTRUCTURA DE TECHOS.....</b>	<b>359</b>
5.2.1	CUANTIFICACION DE LA CANTIDAD DE MATERIALES .....	359
5.2.2	CUANTIFICACION DE LA MANO DE OBRA.....	360
5.2.3	CUANTIFICACION DEL EQUIPO .....	361
5.2.4	DETERMINACION DEL COSTO TOTAL DE LA ALTERNATIVA DE DISEÑO.....	362

## **CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

<b>6.1.</b>	<b>INTRODUCCION.....</b>	<b>376</b>
<b>6.2.</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>377</b>
6.2.1.	En cuanto a conceptualización del sistema de techos.....	377
6.2.2.	En cuanto a los cálculos del proyecto estructural .....	379
6.2.3.	En cuanto a la determinación de costos del diseño resultante.....	381
<b>6.3.</b>	<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>382</b>
	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>385</b>
	<b>ANEXOS.....</b>	<b>387</b>

## RESUMEN

En la realización de toda obra civil se requiere seguir una serie de procesos que van desde el diseño del proyecto hasta su presupuesto y ejecución. Desde la perspectiva del diseño estructural, es necesario seguir un conjunto de lineamientos y parámetros para su desarrollo, de manera que resulte satisfactorio para el propietario y que cumpla con los requisitos de seguridad, economía y estética. Tales lineamientos y parámetros a tomar en cuenta en el diseño estructural, se deben fundamentar en procedimientos establecidos en normativas locales y especificaciones actualizadas para lograr con sus objetivos; en este sentido las estructuras de techo se encuentran en un segundo plano, ya que en el ámbito local no se cuenta con la reglamentación y cantidad de información necesaria para definir esos parámetros a seguir en un diseño de este tipo de estructura. En la práctica común, si no se cuenta con suficiente información acerca del diseño estructural de estructuras de techo, el encargado de la construcción asume ciertos detalles y procede muchas veces con la experiencia empírica para completar la información faltante, ya que por la falta de tiempo o conocimiento del tema se hace muy difícil completar adecuadamente el diseño. Esta práctica genera como resultado estructuras de techo deficientes en el aspecto estructural, ocasionando que los componentes fallen bajo ciertas condiciones de carga para las cuales no ha sido diseñados; por otra parte si la solución está sobredimensionada, genera costos de ejecución mucho mayores a los que se pueden lograr siguiendo un proceso de diseño estructural óptimo.

El presente estudio consiste en brindar los lineamientos generales para establecer un adecuado proceso del diseño estructural de estructuras de techo a base de perfiles metálicos, basándose en una investigación de las formas estructurales más comúnmente utilizadas y comercializadas en el país, el comportamiento estructural del sistema de techo y cada uno de sus componentes y el dimensionamiento adecuado de los elementos y sus conexiones según la metodología de diseño por resistencia última. Adicionalmente se incluye el procedimiento de análisis y diseño de una estructura de techo utilizando un software de aplicación y por último la evaluación del costo directo generada por dicha estructura.

Para llevar a cabo tales objetivos, este estudio se ha dividido en seis capítulos, los cuales se describen a continuación:

Capítulo I: se presentan las generalidades del estudio, el cual inicia con una reseña histórica de la evolución de los sistemas de techo en cuanto a los materiales utilizados en la cubierta y estructura de soporte, además un resumen de los métodos de diseño existentes; luego se describe el estado actual de las estructuras de techo según el uso de cada edificación en el ámbito local. A continuación, se describe la importancia del estudio y la justificación del desarrollo de éste a partir de las fallas más frecuentes en estructuras de techo debido a cargas accidentales y las deficiencias de construcción que ocasionan desperfectos en los elementos. Por último se establece el enfoque de la investigación en base a lo expuesto en la justificación y a su vez se presentan las condicionantes o aspectos limitantes del estudio.

Capítulo II: se estudia el sistema de techo desde la perspectiva del diseño de una edificación en conjunto (sistema estructural total), a partir de esto se establecen clasificaciones de los sistemas de techos en base a su efectividad de transferencia de cargas laterales en función de su flexibilidad como diafragma y además como sistemas de techo autosoportante y a base de cubierta y estructura de soporte; de ésta última clasificación se limita el estudio a sistemas de techo a base de cubierta y estructura de soporte con perfiles metálicos. Seguidamente se realiza una investigación a cerca de los componentes de este tipo de estructura de techo con los materiales y formas estructurales más utilizadas en el ámbito local, su comportamiento estructural, las recomendaciones a cerca de su uso, sus ventajas y desventajas, etc. Se incluye además en esta parte los conceptos relacionados con los tipos de conexiones usualmente utilizados entre estos elementos de estructuras de techo, así como el uso de tensores y arriostramientos

Capítulo III: se retoma toda la información anterior para formular el proceso del diseño estructural de elementos de techo a base de perfiles metálicos, en el cual se enfatiza la incorporación de la fase conceptual del proceso del diseño como parte fundamental para la optimización y agilización del desarrollo de la fase analítica, con el objetivo de minimizar los cambios estructurales que surgen luego de revisar los elementos. Consecutivamente se describe la fase analítica basándose en lo contenido en el **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador”** y sus respectivas normas técnicas para establecer los eventos externos que afectan la estructura; para el

dimensionamiento de elementos se toma como referencia el “**Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, 13th Edition**”. Por último se destaca la parte de revisión estructural como parte importante del proceso del diseño y la correcta elaboración de los planos estructurales de techo como parte de los documentos finales de diseño, los cuales son de vital importancia para la determinación del presupuesto y la correcta ejecución en la construcción.

Capítulo IV: se aplican los lineamientos a seguir que fueron necesarios para establecer un proceso del diseño estructural en elementos de techo. En este ejemplo de aplicación se comienza desde la fase conceptual hasta la elaboración de planos estructurales, a través de la estructuración y predimensionamiento de los elementos, la evaluación de cargas externas, diseño estructural con el método **LRFD** y revisión estructural. Se incluye además un apartado en el cual se realiza el procedimiento de diseño a través del software **SAP2000**, del que se obtienen resultados del análisis y del diseño como una variante del proceso y así brindar parámetros de evaluación de los procedimientos de diseño.

Capítulo IV: se desarrolla la estimación de los costos que involucra la ejecución de una estructura de techo con perfiles metálicos, a partir de lo establecido en los planos estructurales de techo y de las especificaciones y/o notas estructurales necesarios que surgen luego de finalizar el proceso del diseño.

Capítulo IV: se presentan las conclusiones y recomendaciones que se generan a partir de la investigación desarrollada en este estudio.

Por último se presentan los anexos que sirven como complemento al contenido de cada capítulo y además las referencias utilizadas para realizar la investigación.

Al finalizar este estudio se brindan los lineamientos generales para lograr establecer un proceso del diseño estructural para estructuras de techo a base de elementos metálicos y de esta manera reducir las deficiencias descritas en un principio.

CAPITULO I:

**GENERALIDADES DEL  
ESTUDIO**

## **1.1. INTRODUCCION**

En la realización de las obras civiles es importante llevar a cabo un proceso de planificación antes de ejecutar dicha obra, este proceso incluye la concepción de la idea (que usualmente surge para resolver un problema), el diseño, especificaciones y el presupuesto. El proceso de diseño en la mayoría de las estructuras se realiza sin mayor complicación, ya que se tiene suficiente información sobre el análisis, comportamiento y diseño, de los edificios reticulares a base de acero estructural o concreto reforzado, puentes de cualquier tipología, etc. Además, la regulación de la estructuración, el análisis y el diseño de algunas de estas estructuras se consideran en los reglamentos y manuales existentes en nuestro país, los cuales mejoran el proceso. Con respecto a esto, las estructuras de techo se encuentran de cierto modo en un segundo plano, ya que no se tiene la misma cantidad de información en la reglamentación existente.

En el país es muy frecuente observar que las estructuras de techo no son diseñadas de forma adecuada, y que además se utilizan soluciones repetidas. Como resultado de esta práctica se tienen estructuras de techo con fallas locales o fallas que, aunque no afecten la estructura principal, causan problemas en el aspecto funcional. Muchas de estas fallas han sido causadas por las cargas que soporta la estructura de techo, tanto las gravitatorias como las accidentales, debido a que no se realiza un diseño que las considere adecuadamente; o bien no se da la atención a la configuración estructural.

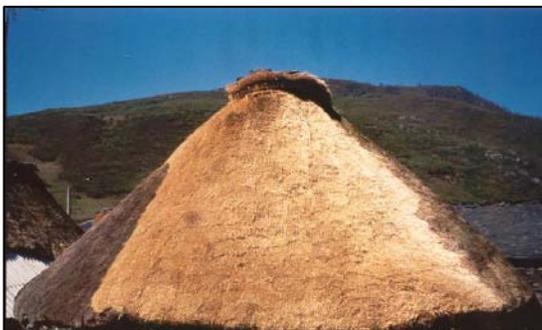
Para realizar tal diseño es necesario tener el conocimiento de la evolución de los materiales de la cubierta y la estructura que lo soporta, así como los métodos de diseño y el estado actual de estas estructuras en el ámbito local; estos temas son abordados en el presente capítulo.

## 1.2. RESEÑA HISTORICA

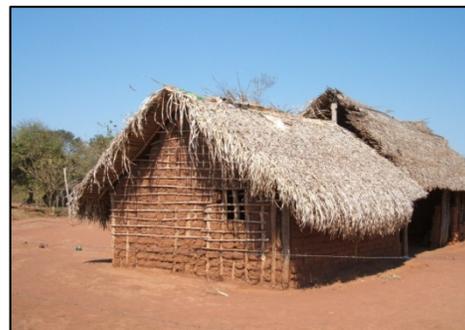
La necesidad de un proceso de diseño de la estructura de techo, así como la selección de los materiales que constituyen la cubierta y la estructura que lo conforma, han evolucionado en el transcurso del tiempo, y son determinados para cada época en base a la disponibilidad de los mismos y las necesidades particulares de cada región.

### Materiales de la cubierta

En el ámbito local particularmente se utilizó materiales tropicales para las cubiertas de los techos de las viviendas, además de productos procesados de la caza. Como ejemplo de ello podemos ver que en algunos casos se utilizó **pieles** para cubrir sus viviendas (Fig. 1.1a), y hojas de algunas **plantas y árboles** (Fig. 1.1b) que les permitían aprovechar las dimensiones y las características de las mismas para poder soportar el intemperismo y brindar comodidad para las viviendas; además la facilidad que resulta de colocar materiales livianos sobre la estructura del techo.



a) Cubierta de piel



b) Cubierta de paja

Figura. 1.1. Diferentes tipos de cubierta.

Incluso en la actualidad se utilizan estos materiales (paja, cubiertas forestales) en menor escala, debido a la disponibilidad de materiales y en otros casos debido a la solicitud arquitectónica, la solicitud ambiental de las viviendas o los recursos económicos disponibles.

Con el transcurso del tiempo surgen cubiertas más sólidas, utilizando materiales como la arcilla (ver Fig.1.2) o tierra para constituir las cubiertas de techos que son creados a través de

procesos artesanales, sin la necesidad de un conocimiento técnico avanzado. Además de otros materiales que pudieron ser utilizados para la construcción de estos.



**Fig. 1.2. Cubierta de teja de barro**

De igual manera que los techos de materiales forestales, la cubierta de teja en la actualidad es muy utilizado, por su uso arquitectónico, a pesar de que requiere de una estructura de soporte más resistente debido a que es un material muy pesado comparado con otras alternativas en el medio.

Con el adelanto de la tecnología, para la construcción de materiales con procesos industriales más complejos, los materiales que se utilizan como cubiertas de techos adquieren una diversidad de formas y de composiciones. El asbesto-cemento es uno de los materiales que se utilizó de forma masiva en las viviendas de el país hasta hace algunos años (Fig. 1.3) y además fue utilizado como cubierta de techo en algunas edificaciones más grandes, como edificios comerciales, oficinas, etc.

Además, el desarrollo de las tecnologías en materiales metálicos permitió la creación de una diversidad de productos de este tipo que son los de mayor demanda en las edificaciones actuales, aunque surgieron desde hace mucho tiempo. Como ejemplo de esto se tienen las diferentes denominaciones comerciales de cubiertas metálicas en el mercado nacional que satisfacen características físicas y de forma, y características arquitectónicas. Esto, adicional a su bajo peso por unidad de área y a su mayor durabilidad lo hacen el material más usado en la actualidad como material constituyente de la cubierta de techos.



**Fig. 1.3. Cubierta de asbesto-cemento en edificios residenciales y cubierta metálica en edificios industriales**

También el desarrollo de los procesos constructivos tiene su efecto en las cubiertas de techos que se utilizan o que se han utilizado anteriormente, específicamente con el concreto hidráulico es posible crear losas de techo, es decir cubiertas moldeadas y coladas en el sitio que pueden ser de una forma geométrica simple (en planta y elevación) o cubiertas con características arquitectónicas más complejas (Fig. 1.4).



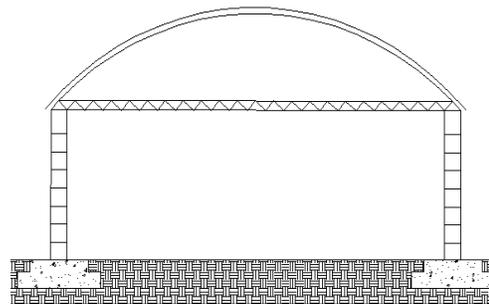
**Fig. 1.4. Cubierta de losa de concreto en edificio residencial**

Las solicitaciones actuales para cubiertas se pueden considerar más exigentes, debido a la cantidad de espacio a cubrir y a los diversos usos que pueden existir para las edificaciones. Por ejemplo el desarrollo de cubiertas metálicas (aluminio, Zinc) se debe en gran parte a la

necesidad de cubrir claros grandes y que tengan un peso por unidad de área más bajo, con el objeto de minimizar gastos tanto de montaje y de materiales en el proyecto. Este tipo de cubiertas existen para edificaciones simples, como viviendas, donde además existe la facilidad de moldear de formas diversas las cubiertas, en oficinas y centros comerciales o en edificaciones industriales. En estas últimas incluso se puede observar cubiertas autoportantes (techos abovedados, Fig.1.5), que por sí mismas soportan su propio peso y el de los elementos que se sujetan de toda la estructura que conforma el techo.



a) Vista en planta



b) Vista en perfil

**Fig. 1.5. Cubiertas metálicas de techo abovedadas (autoportante)**

### **Materiales de la estructura de techo**

Para construir un techo seguro no solo la cubierta debe ser de buena calidad, sino también la estructura de techo, que puede ser conformada por diferentes materiales, se ha observado en los materiales de la estructura de techo una evolución en el transcurso del tiempo y como efecto del desarrollo de tecnologías en el proceso de fabricación de materiales. Dos de los materiales más utilizados en la estructura de techos es la madera y el acero los cuales se describen a continuación.

a) La **madera**, en la actualidad nuestro país la utiliza en menor escala. A diferencia de otros materiales, la madera no es un material elaborado, sino orgánico, debido a las conexiones entre las fibras de la madera, esta es considerada como un material de buen

comportamiento ante la flexión y compresión, que generalmente se usa en su estado natural; pero es necesario notar que la madera presenta una variada cantidad de problemas, uno de ellos es que resulta casi imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo como en el acero o en el concreto. Se utilizó de forma masiva durante mucho tiempo en El Salvador, debido en parte a la abundancia del material y la diversidad del mismo, lo cual permitía obtener el material suficiente para elaborar una estructura para techo que resistiera las cargas a las que está sometida (ver Fig.1.6). En la actualidad se usan las estructuras de techo compuestas con materiales de madera casi exclusivamente con fines arquitectónicos en edificaciones pequeñas y por otra parte por la accesibilidad del material.



**Fig. 1.6. Estructura de techo de madera**

- b) El acero (ver Fig.1.7), ha evolucionado en gran medida. Desde mediados del siglo XX se da un auge en la fabricación del acero acompañado además por una mejora continua de las propiedades físicas y mecánicas del material (resistencia, ductilidad), por lo que en la actualidad se tiene a disposición aceros de muchas denominaciones, con diferentes características físicas, químicas y mecánicas. Dichas denominaciones están basadas en las especificaciones técnicas que determinan tanto la calidad de los tipos de acero existentes, como algunas características tales como la geometría y otros aspectos normados por estas: como ejemplo de ello podemos ver en elementos de estructura de techo constituidos por barras lisas o corrugadas (polín espacial), se definen las especificaciones para estos materiales en la norma **ASTM A-615**, o en el caso de elementos primarios, para cubrir grandes claros, se requieren perfiles de acero que están especificados en la norma **ASTM A-36**.



**Fig. 1.7. Estructura de techo conformada por perfiles laminados tipo “C”**

### **Métodos de diseño**

Para garantizar la seguridad estructural y buen funcionamiento de los techos se necesita un proceso de diseño y supervisión, en este sentido los códigos extranjeros aportan valiosa ayuda. Los más importantes e influyentes en estructuras de acero son publicados por el **American Institute of Steel Construction (AISC)** que fue fundado en el año de 1921 y cuyo objetivo fue hacer del acero estructural una opción de material de construcción, a través de la publicación de manuales, guías de diseño y especificaciones. En sus primeras publicaciones el diseño se basaba en la teoría de esfuerzos permisibles (**ASD**), fue hasta 1986 que se introduce un nuevo método basado en la teoría de resistencia última (**LRFD**).

Es importante tener en cuenta tanto el método de diseño a utilizar, como las normas vigentes del medio en el que se desempeña el ingeniero. Anteriormente no se contaba con normas que regularan los métodos de diseño de las estructuras de techo, el diseño se basaba principalmente en la experiencia empírica de las personas encargadas de la obra. En la actualidad las normativas salvadoreñas establecen requisitos mínimos en el diseño de las estructuras que toman en cuenta la intensidad a la que se ve sometida una estructura por los efectos de cargas gravitatorias y accidentales (entre ellos vientos y sismo) los cuales son los que mayor efecto tienen sobre las estructuras de techos. Éstos requerimientos se encuentran en la **“Norma Técnica de diseño por viento”** y la **“Norma Técnica para el Diseño por Sismo”**

respectivamente para el diseño de estructuras por el efecto de estas cargas, dichas normas fueron publicadas en 1997 con asociación del Ministerio de Obras Publicas (MOP) y la Asociación de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) como parte del **“Reglamento de Seguridad Estructural de las Construcciones”**.

### **1.3. ESTADO ACTUAL**

Con lo descrito en el apartado anterior sobre la evolución de los techos en El Salvador, tanto de los materiales en la cubierta y la estructura de soporte como de los métodos de diseño, es conveniente entonces hacer una revisión de los techos en su estado actual, con el objetivo de conocer el uso que se le ha dado a los diferentes formas de techo en cada tipo de edificación existente.

En nuestro país la selección del tipo de una estructura de techos está asociada a diversos aspectos arquitectónicos relacionados con el uso de la edificación. Uno de ellos es la configuración geométrica del techo, en la cual se define la forma en planta y en elevación del techo con sus pendientes, y a partir de ésta y de los claros a cubrir es que se selecciona el tipo de estructura de techos, ya que algunas de éstas se adaptan mejor a la forma del techo.

En general la forma del techo está asociada al funcionamiento que presenta la estructura considerando aspectos arquitectónicos como estructurales, si se requiere utilizar formas de techos sencillas o complejas, dependerá de los materiales en disposición y de las condiciones establecidas por el propietario. Las características de los materiales de cubierta pueden restringir la libertad en la selección de la forma. Para la mayoría de los materiales de techo, que consisten en elementos rectangulares, tales como tejas o láminas son convenientes áreas de techo de forma rectangular, mientras que las formas libres requieren un trabajo más riguroso de diseño, supervisión y ejecución en la construcción, por lo que resulta un costo económico mayor.

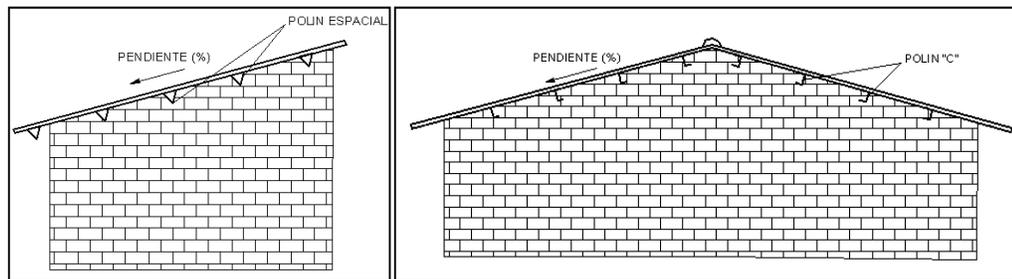
Las formas geométricas y estructurales más comunes de techos utilizados en El Salvador para diferentes usos de edificación se describen continuación.

En vivienda mínima la forma más usada son cubiertas a dos aguas, aunque se usan también cubiertas de un agua, (ver Fig.1.8). Los elementos para esta tipo de techo generalmente son

estructuras de acero, y por la simplicidad de su forma y por los cortos claros a cubrir suelen usarse polines espaciales (Fig. 1.9a) o perfiles laminados en frío tipo “C” (Fig. 1.9b) como elementos primarios, es decir que estos son los que se apoyan en los elementos de la estructura principal.



**Fig. 1.8. Forma de techo de vivienda mínima.**



**a) Polines espaciales**

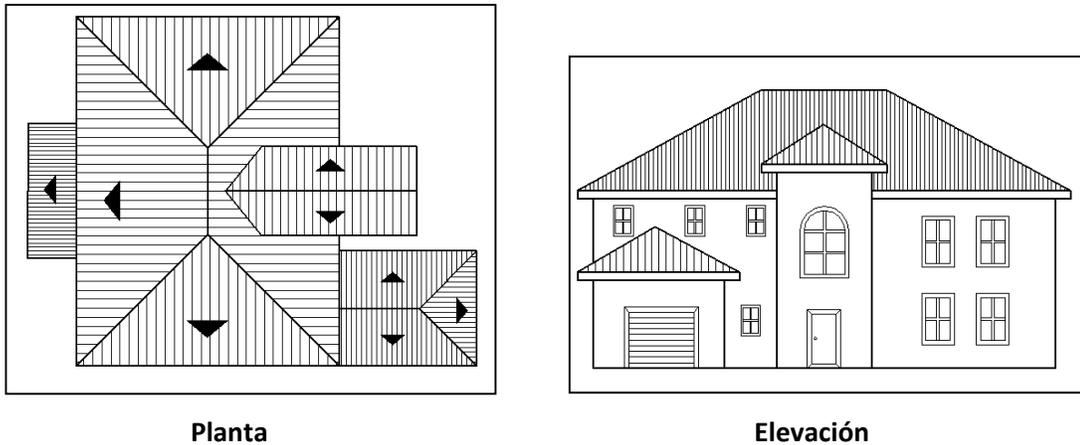
**b) Polines tipo “C”**

**Fig. 1.9. Elementos de soporte del techo de vivienda mínima**

Para vivienda de clase media-alta (ver Fig.1.10 y 1.11), se observan formas de techos relativamente más complejas: de dos, tres o cuatro aguas. La estructura que soportará las cargas generadas en este tipo de techo pueden tener más requerimientos debido al incremento en la carga que puede generar los acabados, cielo falso u otros accesorios a adaptar a la estructura, además de que se tienen claros más grandes a cubrir. Usualmente se utilizan vigas macomber o armaduras como elementos primarios debido a los claros mayores en comparación a la vivienda mínima y los polines espaciales y los polines tipo “C” se utilizan como elementos secundarios.



**Fig. 1.10. Forma de techos en colonia Madre Selva**



**Fig. 1.11. Geometría de los techos de vivienda de clase media y alta.**

En edificaciones industriales (ver Fig. 1.3 y 1.5) se utilizan formas más sencillas, generalmente a dos aguas (Fig.1.12a), curvas (Fig.1.12b) y en ocasiones en forma plana (Fig. 1.13c). Debido a los grandes claros a cubrir para este tipo de edificaciones se utilizan armaduras con perfiles metálicos, las cargas adicionales, además de los claros grandes a cubrir, pueden ser inducidas por elementos de ventilación o extracción de fluidos colocados sobre la estructura principal.

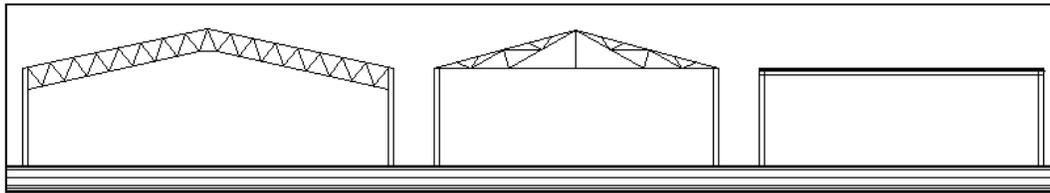


**a) Cubierta a dos aguas**

**b) Cubierta curva**

**Figura. 1.12. Forma de techo en edificios industriales.**

Los elementos primarios en estas estructuras pueden ser vigas de alma abierta, vigas de alma llena o armaduras (figura 1.13), y como elementos secundarios polines tipo “C”, perfiles metálicos de alma llena de menor peralte.



**a) Viga de alma abierta**

**b) Armadura**

**c) Cubierta plana**

**Fig. 1.13. Estructura de techo en naves industriales.**

En el caso de estructuras para edificios comerciales (Fig.1.14) se pueden tener formas similares a las naves industriales, con claros pequeños a cubrir en comparación a éstos, aunque las cargas son mayores debido a la diversidad de elementos que se deben colocar en la edificación para su funcionalidad como son: instalaciones eléctricas, iluminación o ventilación, cielos falsos y otros. Los elementos tanto primarios como secundarios se utilizan de la misma manera que en edificios de naves industriales (Fig. 1.15).

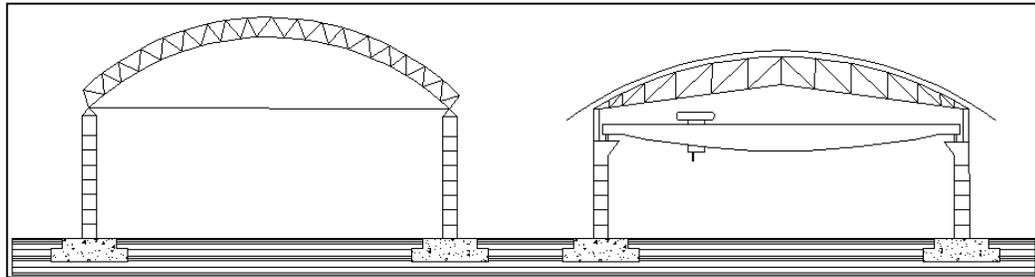


**Fig. 1.14. Forma de techos en centro comercial Metrocentro**



**Fig. 1.15. Estructuras de techo en edificaciones comerciales**

Además de las tipologías mencionadas anteriormente, se pueden tener configuraciones especiales debido a requerimientos arquitectónicos, puede ser el caso de bóvedas de techos o cúpulas, techos curvos, auto soportante o no (ver Fig. 1.16), u otro tipo de configuración especial, las cuales generalmente son constituidas por elementos metálicos, que deben ser debidamente analizados y diseñados.



**Fig. 1.16. Estructuras en edificios con cubierta curva.**

Es evidente que en nuestro país se utilizan muchas formas de techo para diferentes usos de una edificación, a partir del cual se selecciona la estructura del techo. Para esto es necesario llevar a cabo un proceso de diseño que incluya la estructuración de los elementos de techo, esto es: la disposición en planta, separación, conexiones y apoyos con la estructura principal, seguido por el análisis y diseño de estos elementos.

#### **1.4. IMPORTANCIA Y JUSTIFICACION**

En el ámbito local, muchas de las estructuras de techos existentes no se consideró un proceso de diseño adecuado, debido a la práctica común de utilizar la experiencia como único criterio de diseño, reproduciendo soluciones repetidas, las cuales pueden no ser adecuadas para casos específicos, de tal manera que no se selecciona una estructura de techo que presente una mayor funcionalidad, que cumpla con requerimientos económicos y de durabilidad para una edificación determinada.

Las estructuras de techos merecen ser objeto de estudio, debido a que en el transcurso de su vida útil estará sometida a diferentes tipos de cargas, como las gravitacionales ya sea por carga viva (carga por montaje y lluvia) o muerta (carga por peso propio), otro tipo de carga es la que se produce de manera accidental como sismo y viento, siendo este último el agente causante de fallas que producen un grave impacto en la funcionalidad del techo. A continuación se presentan daños causados por cargas accidentales.

##### **Daños causados por viento.**

Debido a los efectos de presión o succión del viento este puede ocasionar que la cubierta se levante, en la imagen (Fig. 1.17) se puede observar el levantamiento de la lámina que produce el desprendimiento del polín C de la pared donde se encontraba apoyada.



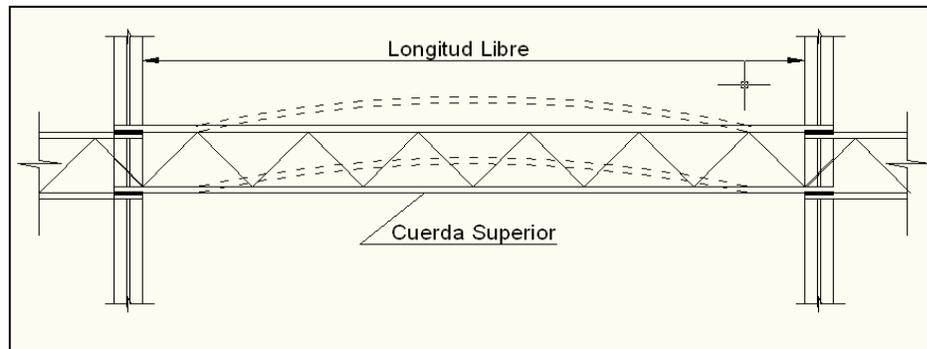
**Fig.1.17. Daños por carga de viento.**

Cuando los techos están sometidos a las diferentes solicitaciones puede presentar diferentes fallas, una de las más comunes es el pandeo local en vigas de alma abierta que ocurre en la cuerda comprimida entre dos soldaduras consecutivas y que por su configuración puede considerarse como un elemento aislado. En la viga de alma abierta de la imagen (ver Fig. 1.18) la cuerda inferior se ha comprimido al soportar succión por carga de viento lo cual genera el pandeo entre las celosías de la viga, la celosía por su parte al soportar los esfuerzos producidos por el cortante estará sometida a esfuerzos de compresión axial por lo que puede fallar por pandeo.



**Fig. 1.18. Pandeo local en viga de alma abierta**

Cuando el pandeo ocurre en la longitud no arriostrada a lo largo del elemento este es llamado pandeo total. En vigas de alma abierta la cuerda superior cuando está sometido a presión de viento y la carga muerta está en su totalidad sometida a esfuerzos de compresión la cual puede generar el pandeo sin que el elemento alcance su límite de fluencia debido a la esbeltez de las cuerdas (ver Fig. 1.19).



**Fig. 1.19. Pandeo total (vista en planta de polín)**

En armaduras debido a su configuración articulada está compuesta de elementos conectados, los cuales están sometidos a esfuerzos axiales, generalmente la cuerda inferior se encuentra sometida a tensión y la superior, a compresión, mientras que los montantes y diagonales presentan variabilidad. En los elementos sometidos a compresión axial es donde puede presentarse la falla por pandeo total como podemos ver en la imagen (figura 1.20) al generarse la falla en el montante las cuerdas superiores e inferiores ya no se comportaran como elementos sometidos a cargas axiales, ahora deberán soportar la flexión y al no estar diseñados para resistir tales esfuerzos fallan por flexión, generando daños tanto en la cubierta como en los elementos secundarios.



**Fig. 1.20. Pandeo en elemento a compresión en armadura de techo ocasionada por presión de viento.**

### **Daños causados por sismo.**

Los efectos causados por carga sísmica, son perjudiciales en cuanto a los desplazamientos en el plano de la estructura, ya que si no se vincula adecuadamente al sistema resistente a cargas laterales (paredes de concreto reforzado o mampostería, marcos de concreto reforzado o acero estructural), pueden generarse agrietamiento (ver Fig. 1.21) en los apoyos o desligarse de la estructura principal causando severos problemas en el nivel inferior al techo. Se tiene también el problema de volteo durante los movimientos sísmicos en elementos de gran peralte, como armaduras; para las cuales se debe colocar elementos arriostrantes o tensores, los cuales además de tener la función de estabilizar lateralmente dichos elementos, sirven para incrementar la rigidez de la estructura de techo.



**Fig. 1.21. Falla de agrietamiento en apoyo de techo por carga sísmica.**

### **1.5. ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN**

Por lo anterior expuesto, se hace necesario realizar un estudio, que incluya las etapas de estructuración, análisis y diseño estructural, que esté fundamentado en el comportamiento de los elementos constituyentes, las solicitaciones, la disposición en planta, elevación, pendientes, conexiones entre éstos y la estructura principal, y su dimensionamiento óptimo basándose en un método de diseño como el LRFD; además formular los parámetros de selección de elementos auxiliándose del conocimiento de la oferta comercial existente en el medio local y

las normas que regulan la calidad de los materiales de que están hechos; aplicar estos parámetros con un ejemplo de aplicación, y diseñar los elementos que constituyen la estructura de techo, comparando el resultado obtenido con el análisis elaborado mediante una herramienta de cálculo (**SAP 2000**); por último presentar los costos de construcción de los componentes del techo.

Asimismo, el estudio está sujeto a condicionantes para su ejecución, las cuales se presentan a continuación:

- Los elementos de la estructura de techo que son objeto de este estudio, son a base de perfiles metálicos y las más utilizadas en medio local, como lo son: polines espaciales, polín C, vigas metálicas de alma abierta, vigas metálicas de alma llena y armaduras. Se excluyen las estructuras de techo a base de armazones de madera y a base de losas de concreto reforzado.
- El procedimiento de diseño estructural de las estructuras de techo parte desde la etapa conceptual. El ejemplo de aplicación se hace a partir de la estructuración de elementos estructurales y no desde la conceptualización geométrica, aunque forme parte de la etapa conceptual del diseño.
- Se toma como referencia los códigos: **“Manual of American Institute of Steel Construction” “Specifications and Code del American Institute of Steel Constructions” 2005, 13th Edition**, para el diseño de los elementos estructurales; y lo contenido en la **“Norma Técnica para el Diseño por Sismo”** y la **“Norma Técnica de diseño por viento”** del **“Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones”**, para la aplicación de cargas sobre las estructuras de techos.
- El análisis de costos es realizado en base a costos directos de construcción, no se toman costos indirectos ni utilidades, ya que son temas que no están asociados con la selección de los elementos estructurales de techos.

**CAPITULO II:**

**INTRODUCCION A  
ESTRUCTURAS DE TECHO**

## **2.1. INTRODUCCION**

Toda edificación, independientemente del uso que tendrá, debe poseer un techo que proteja a los ocupantes y la misma estructura de la intemperie; es una parte esencial para la estructura y debe tener un comportamiento satisfactorio ante las solicitaciones, además de un buen funcionamiento. Para lograr éstas condicionantes es necesario conocer cuáles son las características de los componentes principales de todo el techo: cubierta y estructura soportante. Teniendo en cuenta los diferentes tipos de configuraciones de techos existentes y los diferentes materiales de los cuales se puede hacer uso para conformar esta parte importante de la edificación.

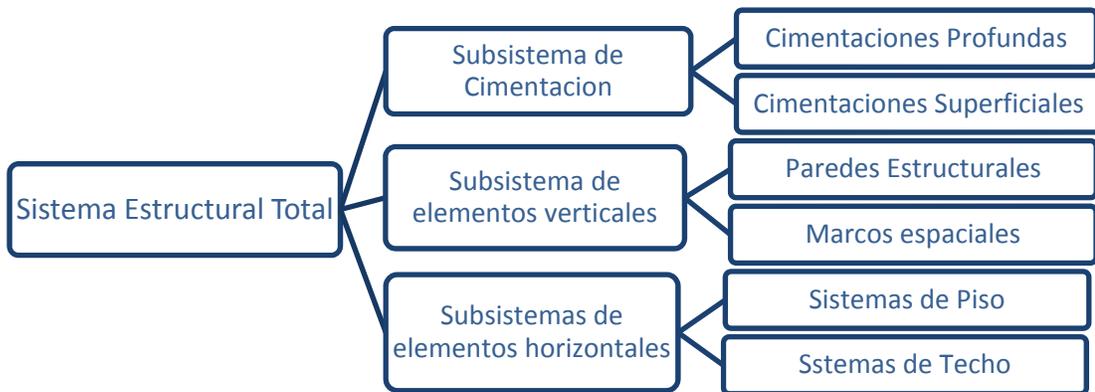
En el capítulo anterior se abordó las generalidades de los techos, en cuanto al funcionamiento estético de los mismos y las condiciones particulares de los techos en función de la evolución en el país, tanto de las configuraciones, los materiales y los métodos de diseño que se han utilizado a lo largo del tiempo.

Para un mejor entendimiento del proceso de diseño del techo, en el presente capítulo se hace una introducción más detallada acerca de los conceptos generales de los techos y su clasificación en base a diferentes aspectos; dichos conceptos son básicos para elegir la alternativa más adecuada para el diseño de su estructura. Se desarrolla una descripción de los componentes básicos de los techos con cubierta y estructura de soporte; en cubiertas se limita a la descripción de sus características y los tipos disponibles en el medio, se muestra un anexo en donde se indican los pesos por unidad de área para las cubiertas más utilizadas en El Salvador. Con más detalle se hace la descripción de la estructura del techo, limitándose a la que se constituye a base de elementos metálicos y la descripción de los elementos más utilizados con sus características. Se incluyen apartados acerca de los apoyos y conexiones, importantes para el proceso de diseño, en el cual se detallan los tipos de apoyos y conexiones existentes para los diferentes elementos metálicos que se utilizan en las estructuras de techo.

## 2.2. SISTEMAS DE TECHOS

La función principal de un techo es la de proteger la edificación de los factores climatológicos (lluvia, sol, viento y otros), en general del intemperismo. Entre las características principales de los techos se mencionan las siguientes: durabilidad, aislamiento de calor, impermeabilidad. Un techo durable bien diseñado puede compensar una gran cantidad de problemas que podrían surgir en otras partes de la edificación.

Una edificación se proyecta como un sistema global, ya sea desde la perspectiva arquitectónica o estructural. En este sentido una edificación se diseña desde el sistema total hasta llegar a establecer el diseño y funcionamiento de aspectos locales. Específicamente, el diseño estructural de una edificación se puede establecer como un sistema estructural total, en el cual se puede identificar tres subsistemas principales: cimentaciones, elementos verticales resistentes, elementos horizontales resistentes.



**Diagrama 2.1. Sistema estructural total y subsistemas de una edificación.**

En esencia el diseño del sistema estructural total se concibe en un diseño conceptual garantizando la interacción de los subsistemas que lo componen. Luego en el diseño definitivo se desarrolla el diseño de los subsistemas en específico, de manera que se logre una coherencia del comportamiento del conjunto.

Este capítulo se enfoca en el estudio de los sistemas estructurales de techo, pertenecientes al subsistema de elementos horizontales, partiendo desde la perspectiva específica del subsistema sin involucrar demasiado los demás subsistemas del conjunto.

### 2.2.1. Techos rígidos y flexibles

Los techos pueden ser clasificados en función de la capacidad que tienen de funcionar como diafragmas rígidos en la estructura de la edificación, es decir, la capacidad de transmitir las fuerzas laterales hacia los elementos verticales de la edificación, esto dependerá de la rigidez o flexibilidad del diafragma<sup>1</sup>.

Los **diafragmas rígidos**, como su nombre indica, se asumen como rígidos por lo que no se deforma axialmente ni se flexiona bajo la acción de fuerzas en su propio plano. Un diafragma rígido es básicamente una placa que transmite las cargas laterales a los elementos verticales en proporción a las rigideces relativas de estos mismos (Ver figura 2.1). En este caso el diafragma es considerado como rígido, y los elementos verticales como flexibles. En presencia de un diafragma de este tipo da origen a efectos de torsión en planta.

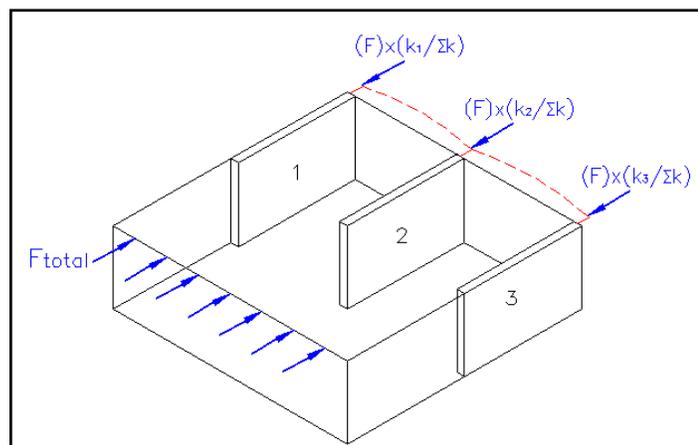


Figura 2.1. Comportamiento de un diafragma rígido.

Se consideran techos rígidos las losas sólidas o nervadas de concreto reforzado (ver figura 2.2), que dependiendo de las necesidades de la construcción pueden colocarse y ser parte de la azotea lo cual genera más espacio que se puede utilizar para fines recreativos, colocación de

<sup>1</sup>Programa iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, "Temas de Cooperación para el Desarrollo" (Barcelona 2005, 1era Edición) p. 465.

sistemas mecánicos como aire acondicionado, almacenamiento de materiales, torres de agua, estacionamientos u otros similares.

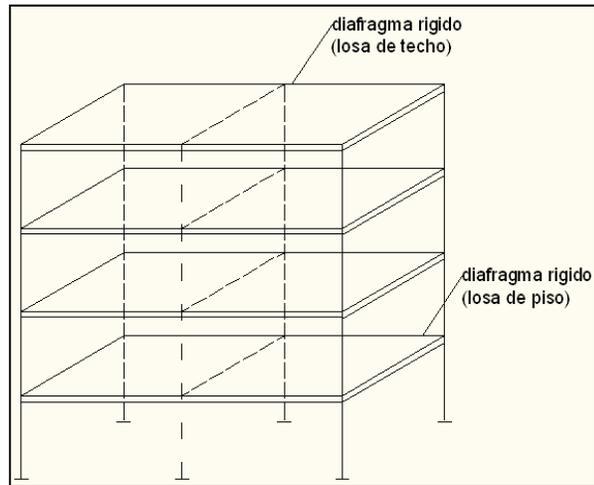


Figura 2.2. Losa de techo.

Los **diafragmas flexibles** distribuyen las fuerzas horizontales actuando como una viga simplemente apoyada o continua y que se apoya en los elementos verticales. En este caso, dichos elementos son considerados como rígidos, comparados con el diafragma más flexible. La torsión en planta no se considera en este caso ya que se supone que los elementos verticales no ceden y por lo tanto no existe desplazamiento del diafragma. La figura 2.3 muestra cómo se comporta un diafragma flexible bajo cargas en su plano y como las transmite a los elementos verticales.

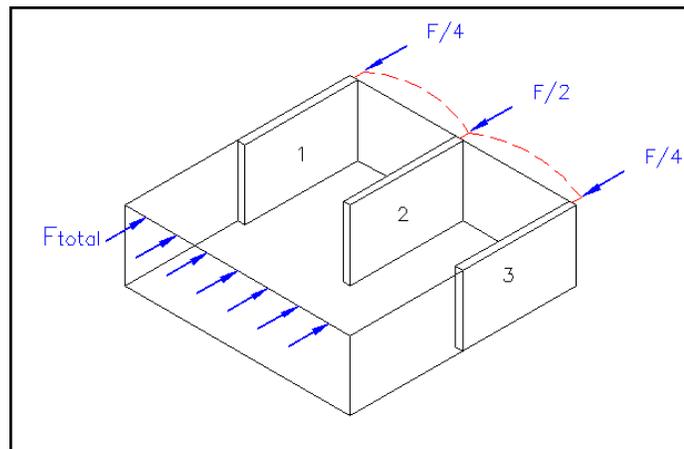


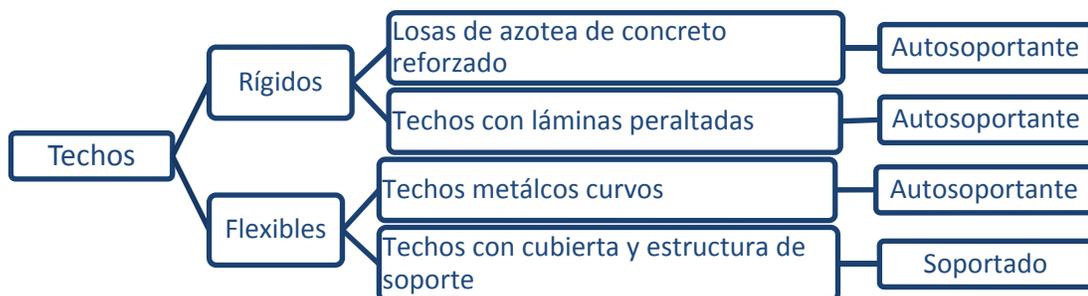
Figura 2.3. Comportamiento de un diafragma flexible.

Las reacciones resultantes pueden ser determinadas con el análisis de una viga continua o asignando a cada eje la carga mediante áreas tributarias o áreas de influencia; esta práctica es aconsejable ya que en una viga peraltada con claro corto las deflexiones se deben principalmente a cortante y no a flexión.

### 2.2.2. Techos autoportantes y soportados

En general los techos pueden dividirse en dos grupos en función de la condición de apoyo con la edificación en conjunto<sup>2</sup>, sean paredes o columnas, en: **techos autoportantes** y **techos con estructura de soporte**. La diferencia, como sus nombres lo indican, es que en el primer grupo el mismo elemento de cubierta puede soportar su peso propio y las cargas y transmitirlos directamente a la estructura principal, mientras que en el segundo grupo el elemento de cubierta requiere de una estructura de apoyo la cual transmite las cargas a la estructura principal.

Ambos grupos de techos se clasifican como diafragmas flexibles, aunque las losas de azotea de concreto reforzado están en el grupo de techos autoportantes. El siguiente diagrama muestra la clasificación de los techos según su rigidez con algunos ejemplos indicando si son autoportantes o no.

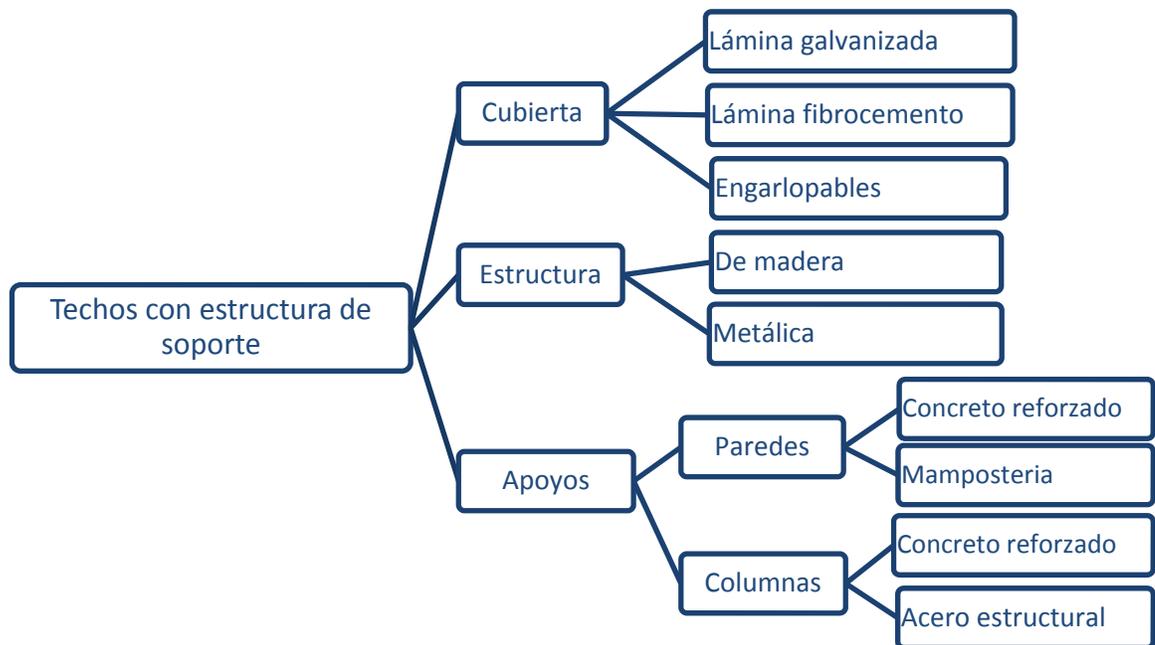


**Diagrama 2.2. Clasificación de techos.**

<sup>2</sup> En adelante se referirá como estructura principal.

### 2.3. TECHOS CON CUBIERTA Y ESTRUCTURA DE SOPORTE.

Para estudiar los techos que constan de estructura de soporte (referida de aquí en adelante como estructura de techo), es conveniente identificar sus componentes principales, los cuales son: **cubierta**, **estructura de soporte** y **apoyos**. El esquema mostrado indica en orden descendente la disposición de éstos componentes y algunos materiales utilizados en el ámbito local para cada uno.



**Diagrama 2.3. Componentes de los techos**

La descripción de cada componente de los techos es abordado en las siguientes secciones, a partir de la cubierta y estructura basándose en los materiales aplicables.

#### 2.3.1. CUBIERTAS DE TECHO

Se denomina **cubierta** la superficie superior cuyo propósito es suministrar protección contra todos los agentes externos que generan las condiciones atmosféricas. Por su exposición directa a la intemperie necesita estar formada por materiales de gran resistencia a las variaciones

térmicas, además de impermeabilidad y capacidad hidráulica para el drenado adecuado de las aguas lluvias.

En el país existe una gran variedad de ofertas en cubiertas de distintos materiales y formas que se acoplan a la necesidad de cada tipo de edificación y a sus requerimientos arquitectónicos. Para una selección adecuada se tendrá que tomar en cuenta la pendiente mínima necesaria para un drenado adecuado de las aguas lluvias, además del peso por metro cuadrado, el cual será de ayuda para determinar las cargas que las cubiertas transmitirán por peso propio a los largueros. En la distribución de los largueros en el techo se deberá tomar en cuenta la resistencia de la cubierta a esfuerzos de presión.

A continuación se mencionan los diferentes tipos de cubiertas existentes en nuestro medio, y que se utilizan las construcciones de techos en el país. En el Anexo 2.1 se detallan claros entre largueros y pendientes mínimas para los productos ofrecidos a nivel nacional.

Lámina galvanizada: Están constituidas por chapas de acero, de distintos grosores a las que se ha dado un baño de zinc para protegerlas de la oxidación.

Cubierta de fibrocemento: Las cubiertas de fibrocemento tienen muy buenas propiedades de resistencia a la intemperie y al fuego con un satisfactorio comportamiento mecánico. Pero hay que tomar en cuenta que este tipo de cubierta es inconvenientemente frágil y pesado.

Cubiertas engarlopables: Sistema engarlopable en obra para cubiertas industriales o centros comerciales, está constituida por láminas de acero galvanizada

Cubierta termo acústica: compuestos de lámina galvanizada, con núcleo de espuma de poliuretano que disminuye la transferencia de calor.

### **2.3.2. ESTRUCTURA DE TECHO**

Es la estructura que sirve para transmitir las cargas provenientes de la cubierta a los elementos de apoyo de la estructura principal; se pueden identificar dos tipos de elementos: *primarios* o *vigas de techo* y *secundarios* conocidos como *largueros*. Los elementos secundarios son los que brindan apoyo y fijación a la cubierta de techo y distribuidos a lo largo de la viga de techo; por lo general están dispuestos de manera perpendicular a la pendiente del techo. Los elementos primarios son los que brindan apoyo a los largueros y transmiten las cargas provenientes de estos a los elementos de la estructura principal, ya sean columnas o paredes. Ambos tipos de

elementos (largueros y vigas de techo) son elementos solicitados principalmente a flexión, aunque dependiendo de las condiciones de carga y disposición de elementos, están sometidos a otros tipos de esfuerzos; de la misma manera se tienen algunos miembros que componen las vigas de techos están solicitados por carga axial o cortante.

#### **2.3.2.1. Estructura de techo a base de elementos de madera.**

En esta clasificación están las estructuras que utilizan elementos de madera para soportar las cargas generadas por las cubiertas y por sí mismas. Hay una variedad de formas y de tipos de madera que son utilizados para la elaboración de estas estructuras (Fig. 2.4), los elementos utilizado son secciones de madera comunes en el ámbito local (6" x 3", 3" x 3", etc.), aunque en ocasiones se observa secciones especiales. Los tipos de elementos son secundarios, primarios y arriostramientos, que en ocasiones ayuda a incrementar la rigidez del techo. Algunas de las ventajas presentadas por las estructuras de madera son:

- ✓ En estado seco es relativamente liviana.
- ✓ Se puede trabajar requiriendo equipo o herramientas sencillas.
- ✓ Se puede unir solo con clavo y tornillo.
- ✓ Se le puede aplicar un terminado con pintura o barniz.
- ✓ Es un material aislante térmico, acústico y eléctrico.
- ✓ Posee bajo coeficiente de dilatación térmica.
- ✓ Sus elementos son fácilmente desarmables.



**Figura 2.4. Estructuras de techo a base de elementos de madera.**

Actualmente la construcción con madera se ha reducido debido a la acelerada deforestación de bosques y al costo de la mano de obra en este material; además como se explicó en la sección 1.2 una de las desventajas de la madera como material estructural es la no uniformidad en el valor de su resistencia.

#### **2.3.2.2. Estructura de techo a base elementos metálicos.**

El acero como material estructural se ha adoptado de manera más generalizada en muchas construcciones, debido a la gran variedad de productos existentes, su economía, resistencia, ductilidad y otras propiedades que lo hacen conveniente para elementos utilizados en diversidad de estructuras. Es un material que se fabrica bajo estrictas condiciones de control de calidad, lo que lo hace uniforme en cuanto a dimensiones y resistencia. Es producido en una gran variedad de tamaños y formas facilitando así la labor del diseño.

Existen numerosas ventajas en sus propiedades respecto a otros materiales estructurales, tales como su alta **elasticidad**, de manera que las deformaciones bajo carga son muy pequeñas; su gran **ductilidad**, por lo cual es capaz de tener grandes deformaciones antes de fallar; su **resistencia** por unidad lineal es elevada, logrando así un peso más liviano en los elementos, una característica muy deseada en las estructuras de techo. En la construcción, los elementos de acero son ensamblados rápidamente y fácilmente unidos mediante dispositivos simples de conexión, lo cual contribuye en la reducción de costos por el tiempo ejecución; además se adaptan fácilmente a posibles extensiones o ampliaciones futuras y los elementos dañados son fácilmente reforzados o reemplazados, estos últimos con la posibilidad de venderlos para su reutilización, ya que el acero es reciclable.

Asimismo el acero presenta algunas desventajas en su utilización como material estructural, tales como la susceptibilidad a la corrosión por el agua y productos químicos, y la pérdida de resistencia al estar expuesto al fuego y a elevadas temperaturas. Estos inconvenientes con el acero se solucionan protegiendo a los elementos con pinturas o aislantes, lo que podría generar un costo adicional por mantenimiento, siendo esto último una desventaja más. En cuanto al comportamiento del acero bajo cargas se tiene la susceptibilidad al pandeo en miembros esbeltos en compresión, la fatiga del material al ser expuesto a numerosos ciclos

alternos de esfuerzos, y en ciertas condiciones bajo cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas el acero pierde su ductilidad y la falla frágil ocurre.

### ***Secciones de acero utilizadas***

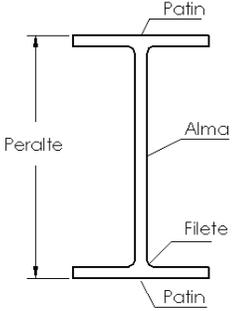
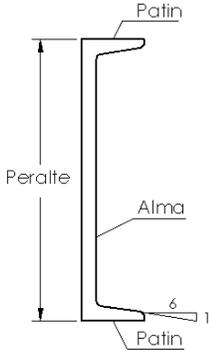
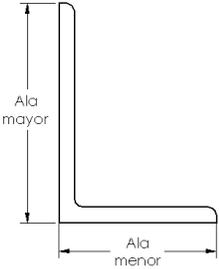
El acero estructural tiene una amplia gama de selección para diferentes condiciones, lo cual facilita la labor de diseño en cuanto a la selección de los elementos estructurales, sin embargo no todos son aplicables en estructuras de techo, debido a que la capacidad estructural de algunos perfiles es demasiado elevada comparada con las solicitaciones de carga a la que estará sometida la estructura, además algunos perfiles son más pesados que otros, lo cual no es conveniente para los sistemas de techos.

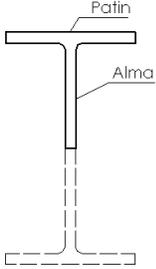
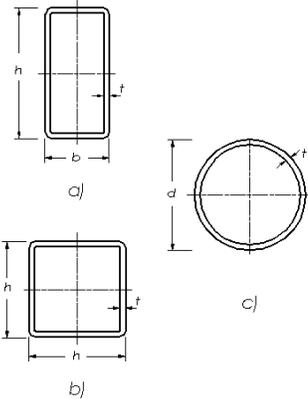
Los tipos de perfiles de acero estructural se pueden clasificar según su fabricación en: ***perfiles de acero laminados en caliente*** y ***perfiles de acero formados en frío***. A continuación se presentarán los perfiles más comúnmente utilizados en estructuras de techos.

#### **1) Perfiles de acero laminados en caliente**

Son perfiles formados a partir de barras que pasan a través de molinos de laminado conocidos como laminadoras de acabado, estas le dan la forma específica a la barra. Se utilizan diferentes tipos de laminadoras de acabado para formar diferentes perfiles estructurales, algunas de estas son: laminadora estructural para secciones I, C, L T y otras; laminadoras de barra para barras redondas, cuadradas, hexagonales y octogonales; laminadoras de tubo para tubos y laminadoras de placas para placas. Las dimensiones y propiedades de las secciones son proporcionadas en el **Manual of Steel Construction**, publicado por **American Institute of Steel Construction (AISC)** y las tolerancias máximas se establecen en la especificación **A6** de la **ASTM**. La tabla 2.1 contiene las secciones de acero laminadas en caliente que se utilizan comúnmente.

**Tabla 2.1. Secciones de acero comunes en techos.**

Sección	Descripción	Usos
	<p>Consiste en dos elementos rectangulares horizontales llamados patines y uno vertical llamado alma, conectados por filetes, el alma por lo general tiene un espesor menor que el de los patines Se designa por la letra <b>W</b> seguido del peralte nominal en pulgadas.</p>	<p>Se utilizan como elementos primarios en techos de edificaciones de un nivel con conexiones rígidas, por ejemplo en naves industriales.</p>
	<p>Consiste en dos elementos horizontales paralelos llamados patín y un vertical llamado alma, las superficies internas de ambos patines tiene una pendiente aproximada de de 1 en vertical a 2 en horizontal (<math>16^{2/3}</math> %). Se designan por la letra <b>C</b> seguido de su peralte nominal en pulgadas y su peso por unidad lineal en libras por pie lineal. Comúnmente se utilizan en pares.</p>	<p>Se observan como elementos secundarios (largueros) en naves industriales y utilizadas en pares como elementos diagonales en armaduras.</p>
	<p>Consiste en dos elementos perpendiculares entre sí llamados alas, unidos en uno de sus extremos. Las alas pueden ser de igual o diferente longitud, pero con el mismo espesor. Las superficies interna y externa de las alas son paralelas. Se designan por la letra <b>L</b> seguido por la longitud del ala mayor, la del ala menor y su espesor en pulgadas.</p>	<p>Usados en pares como miembros de armaduras pequeñas, en elementos de soporte atiesado y en conexiones atornilladas.</p>

	<p>Estos perfiles son derivados de las secciones W, la cual se corta por la mitad y se obtienen dos perfiles T.</p>	<p>Utilizados en cuerdas de armaduras, en elementos arriostrantes y de apoyo.</p>
	<p>Tienen forma rectangular (a) o cuadrada (b) y se designan por las letras <b>HSS</b> seguido por la dimensión mayor, la menor y su espesor de pared. Los perfiles circulares huecos (c) se designan por la letra <b>P</b> seguidos por su diámetro externo nominal para secciones estándar, por una 'x' y su diámetro nominal para secciones reforzadas, y por 'xx' para doblemente reforzadas y su diámetro nominal. Las denominaciones estándar, reforzadas y con reforzado doble se diferencian en la variación del diámetro interior y espesor de su pared.</p>	<p>Se observan como largueros en techos con carga liviana y como miembros de armaduras.</p>

Existen además diferentes tipos de aceros estructurales con diferentes propiedades, como resistencia a la corrosión, resistencia a la fractura, mejor soldabilidad, etc. Esto se logra variando los porcentajes en peso de los componentes del acero, los cuales se establecen en las especificaciones **ASTM**; el cual considera las siguientes clasificaciones de aceros estructurales: *acero de propósitos generales (A36)*, *aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación(A992)*, y los *aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación resistentes a la corrosión (A588)*. La tabla 2.2<sup>3</sup> describe brevemente algunas de las clasificaciones de aceros estructurales cuya aplicación es posible para estructuras de techos.

<sup>3</sup> Tabla modificada. Jack C. McCormac (1999), "Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD" (Alfaomega Grupo Editor. 2ª. Edición) p. 21.

**Tabla 2.2. Clasificación de aceros estructurales.**

Designación ASTM	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia (ksi) <sup>a</sup>	Resistencia mínima especificada (ksi) <sup>b</sup>
<b>A36</b>	Perfiles, barras y placas	Construcción atornillada o soldada.	36, 32 para espesores mayores a 8 pulg.	58-80
<b>A992</b>	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcción atornillada o soldada.	50	65
<b>A588</b>	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada.	50, para espesores mayores a 4 pulg. 42-46	63-70

<sup>a</sup> Los valores de fluencia varía de acuerdo al espesor

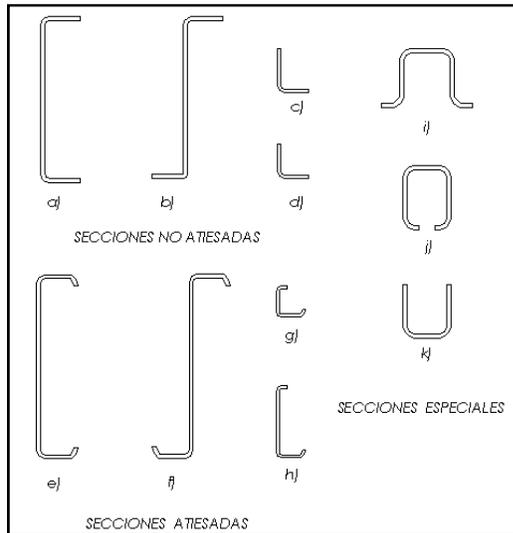
<sup>b</sup> Los valores de resistencia varía de acuerdo al grado

## 2) Perfiles de acero formados en frio

Son formados al doblar tiras de acero de bajo carbono o de baja aleación a temperatura ambiente. Se diferencian de los elementos de acero laminados en caliente por sus esquinas redondeadas y sus elementos planos esbeltos de espesor uniforme. Se pueden dividir en dos tipos de miembros: *estructurales* y de *superficie*.

### a) Miembros estructurales

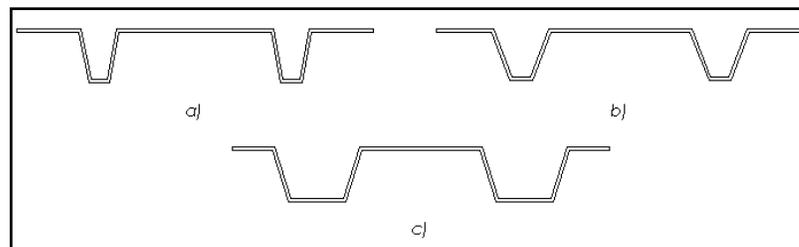
Tienen formas similares a los elementos de acero laminados en caliente. Pueden ser de patines planos llamados también secciones no atiesadas (figuras 2.5a, b, c y d) o de patines rigidizados por medio de rebordes en las orillas exteriores llamados también secciones atiesadas (figuras 2.5e, f, g y h). La flexibilidad del proceso de formación en frio permite formas especiales tales como la de sombrero (figura 2.5i), caja abierta (figura 2.5j) y tipo "U" (figura 2.5k). Los peraltes pueden variar entre 2 y 12 pulgadas (5 y 30 cm) y el espesor de calibre entre 18 y 8.



**Fig. 2.5. Perfiles estructurales formados en frío**

***b) Miembros de superficie***

Se utilizan en techos, pisos, muros y elementos divisorios. Tienen excelentes proporciones peso – resistencia y peso – rigidez que los hacen convenientes para cualquier tipo de estructura que requiera un peso por carga muerta mínimo. Pueden formarse a partir de lámina pintada (**ASTM A446**) y de lámina galvanizada (**ASTM A445**), esta última se prefiere debido a su mayor resistencia ante la corrosión atmosférica. Algunas secciones típicas de estos elementos son mostradas en la figura 2.6, de costilla angosta (a), costilla intermedia (b), y costilla ancha (c).



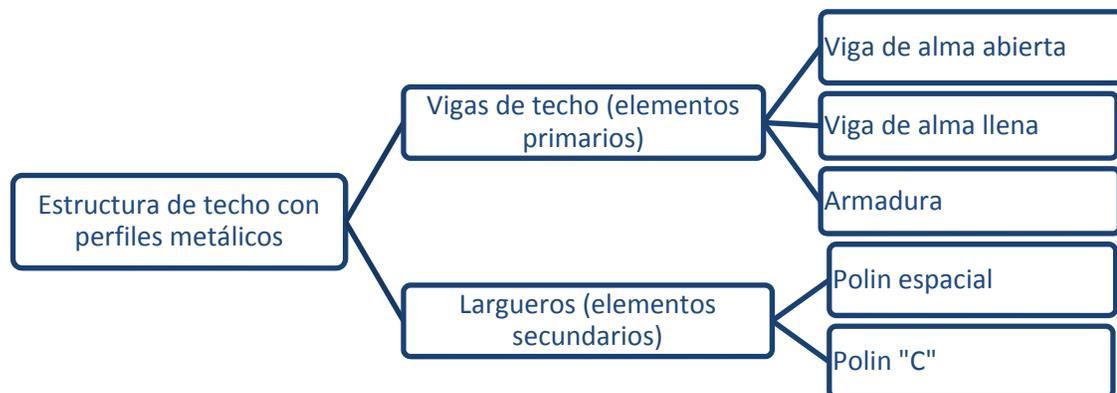
**Fig. 2.6. Perfiles de superficie formadas en frío.**

En los elementos formados en frío se tiene un aumento en el esfuerzo de fluencia del metal original, pero esto a su vez implica una reducción en la ductilidad. La gran esbeltez en miembros de este tipo genera problemas de inestabilidad por pandeo, y se debe considerar

rigidizadores a lo largo de los filos para evitarlo. Debido a la relativa facilidad del proceso de formación en frío se pueden lograr formas especiales para objetivos específicos, esta podría ser la razón que no existan series normalizadas de secciones estructurales trabajadas en frío en la misma forma que para la laminación en caliente, aunque algunas secciones se hayan diseñado para objeto de comparación.

#### 2.4. COMPONENTES DE ESTRUCTURAS DE TECHO CON ELEMENTOS METÁLICOS.

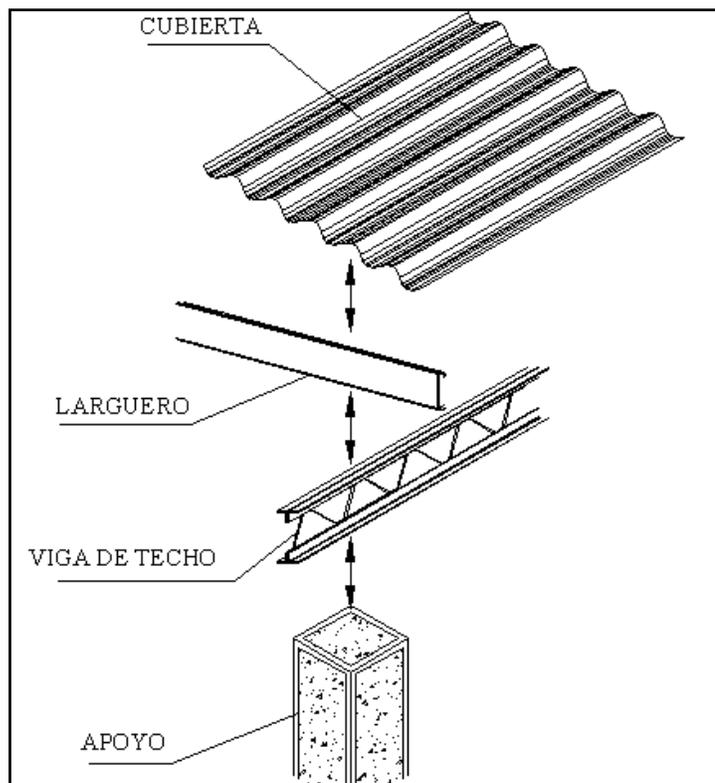
De acuerdo con el esquema mostrado los elementos primarios pueden ser: armaduras, vigas de alma abierta o vigas de alma llena. Los elementos secundarios pueden ser: polines espaciales o polines a partir de perfiles laminados en frío o caliente tipo C o I.



**Diagrama 2.4. Componentes de las estructuras de techo metálicas.**

Los elementos metálicos que conforman la estructura de techo se pueden dividir en dos grupos según su elaboración en: **armados** y **laminados**. La diferencia entre ellos es que los elementos armados se elaboran según especificaciones particulares que no se encuentren en la gama de los perfiles laminados. Los elementos laminados se utilizan tal y como obtienen de fábrica, mientras que los armados se “arman” en la obra. Los elementos armados pueden ser: armaduras, polines espaciales y vigas de alma abierta. En el Anexo 2.2, 2.3 y 2.4 se muestran algunas tablas que contienen las propiedades geométricas y pesos unitarios de perfiles angulares, barras corrugadas y polines “C”, utilizados comúnmente en estructuras de techo.

La figura 2.7 presenta la disposición de los componentes de los techos con estructura de soporte a base de elementos metálicos con relación a la estructura principal. Es importante notar que se pueden tener varias combinaciones de estructura y apoyos; así como de vigas de techo y largueros. En la figura se ejemplifica con el polín C como elemento secundario, la viga de alma abierta (o viga macomber) como elemento primario y columna de concreto reforzado como apoyo de la estructura principal.



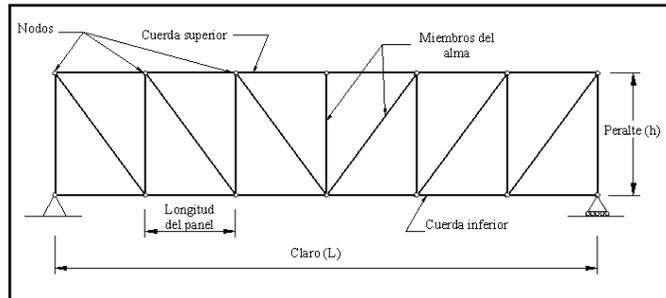
**Figura 2.7. Techos con estructura a base de elementos metálicos.**

Obviamente la mejor combinación dependerá de las singularidades de la edificación y podría ser que no sólo una combinación sea satisfactoria, aunque es posible seleccionar la más óptima, lo cual es el objetivo de este estudio. Para lograr este objetivo se describe en las siguientes secciones cada uno de estos elementos: vigas de techo y largueros; se describe además los tipos de conexiones y apoyos aplicables para estos elementos. Por último se apuntan algunas características de los tensores y arriostramientos.

## 2.4.1. VIGAS DE TECHO

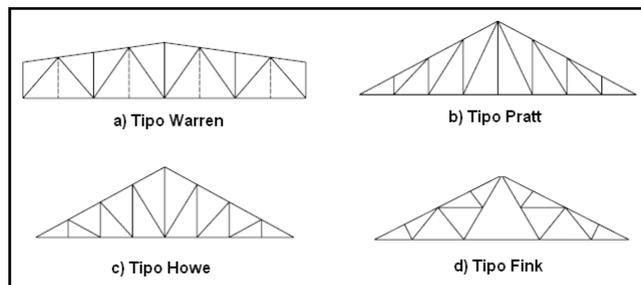
### 2.4.1.1. Armaduras

Consiste en un conjunto de elementos lineales dispuestos en formas triangulares para lograr una estructura plana rígida. Está formado por los miembros: cuerda superior y cuerda inferior que pueden ser paralelos o no, y los miembros verticales y diagonales llamados miembros del alma (ver figura 2.8). Estos miembros pueden ser perfiles tipo “W” o “L” (sencillos o dobles), tés estructurales, canales o tubulares. A los puntos donde concurren dos o más miembros se les llaman nodos y a la distancia entre dos nodos adyacentes se le llama longitud del panel. Usualmente se considera como una estructura simplemente apoyada y todas las conexiones entre los miembros se consideran articuladas. Soporta cargas que generan efectos de flexión; las cuerdas superior e inferior absorben los esfuerzos inducidos por el par interno y los miembros del alma transmiten el cortante a los apoyos.



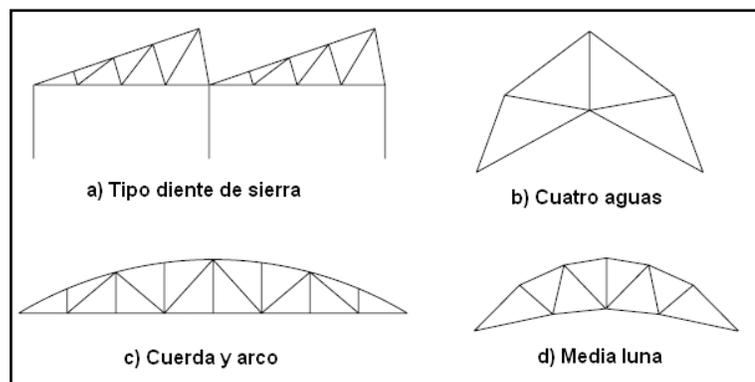
**Figura 2.8. Partes de una armadura.**

Existen varias tipos de armaduras, específicamente para techos algunas son más satisfactorias que otras dependiendo de la forma del techo. Generalmente el tipo de armadura que se elige es la Warren, Pratt, o Howe (ver figura 2.9) para techos con pequeña inclinación, aunque son aplicables también para techos con pendientes considerables.



**Figuras 2.9. Armaduras comunes en techos**

Estos tipos de armaduras difieren en la dirección de sus diagonales, es ahí donde se evidencia la efectividad de cada tipo bajo cargas, como por ejemplo, bajo cargas verticales los miembros diagonales de la armadura tipo Howe trabajan a compresión y los verticales a tensión, es por esto que comúnmente se adapta mejor en construcción con madera que en acero. Los tipos de armadura Pratt y Warren son más utilizados en armaduras de techos a base de acero, aunque el último con más frecuencia, hasta en claros de 125 pies (40m). Preferiblemente en estas armaduras la relación peralte a claro (h/L) debe ser entre 1/5 a 1/10, las pendientes en sus diagonales entre 30° y 45° con la horizontal y en techos ligeros espaciadas de 20 a 40 pies (6.1 a 12.2m). Para techos con pendientes pronunciadas (1 a 2) es satisfactoria la armadura tipo Fink (figura 2.9d) hasta en claros de 120 pies (36.6m), en la cual se tiene la ventaja que casi todos sus miembros están en tensión y los que están en compresión son cortos. Además de las armaduras anteriores se tiene algunos tipos de armadura para formas de techos específicas, por ejemplo en forma de diente de sierra (figura 2.10a), hasta en claros de 50 pies (15m), debido a su forma asimétrica, de cuatro aguas tipo mansarda, arco y media luna (figura 2.10b, c y d respectivamente).



**Figuras 2.10. Otros tipos de armadura para techos.**

Las ventajas de las armaduras son su bajo peso, su capacidad de cubrir grandes claros y puede proporcionar espacios para los dispositivos de tuberías y ductos; sin embargo el costo de su elaboración es muy alto, por lo cual no es apropiada para claros cortos comparada con las vigas de alma llena o abierta.

### 2.4.1.2. Vigas de alma abierta

Son armaduras de acero armadas o prefabricadas constituidas por dos miembros longitudinales (cuerda superior e inferior) unidos por varillas que se arman soldadas a ellas (miembros del alma o celosía), ver figura 2.11. Se considera una estructura simplemente apoyada, puede cubrir hasta 60 pies (18.3m) de claro, y para techos se permiten claros hasta de 24 veces el peralte ( $h/L = 1/24$ ). Por lo general la configuración de los miembros del alma es tipo Warren y su altura puede ser de 8 a 30 pulgadas (20 a 76 cm) con incrementos de 2 pulgadas (5cm). Las cuerdas comúnmente son perfiles tipo "L" o angulares, aunque también se utilizan otros perfiles, placas o barras laminadas en caliente o perfiles laminados en frío (figura 2.12), esto con el propósito de que sean más livianas. La celosía por lo general consiste en barras de acero corrugadas o lisas.

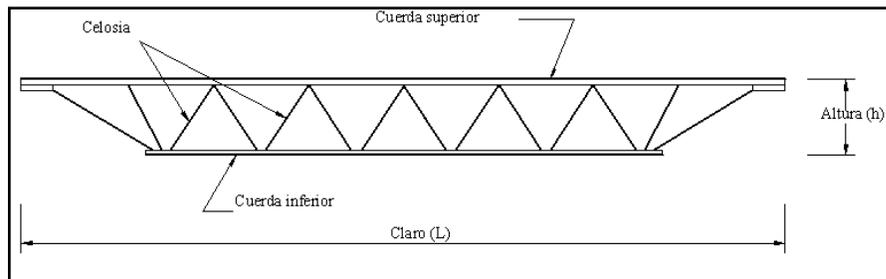
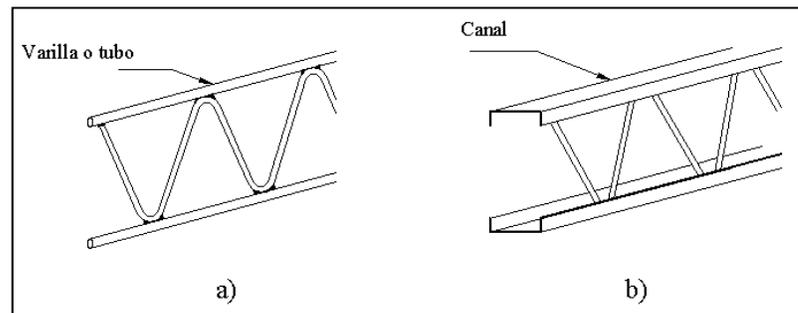


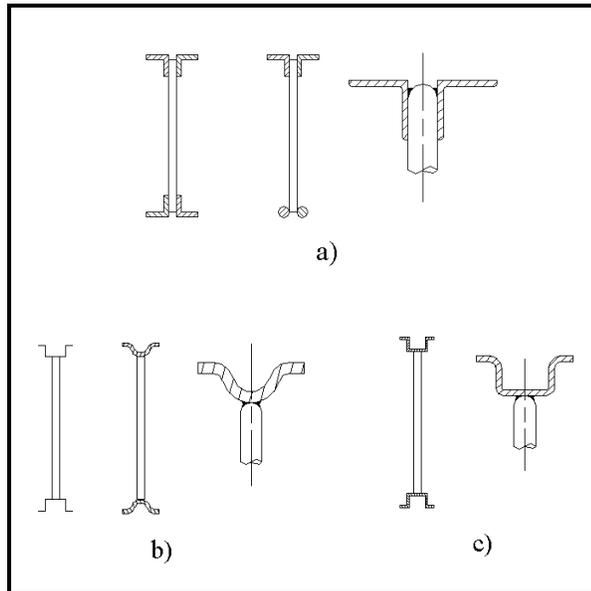
Figura 2.11. Viga de acero de alma abierta



Figuras 2.12. Cuerdas de una viga de alma abierta a) Varilla o tubo b) Canal

Las vigas de alma abierta son elaboradas por varios fabricantes en peraltes y capacidades de carga estándar, y los miembros pueden estar constituidos de diferentes tipos de perfiles ya sea

laminado en caliente o en frío, en la figura 2.13 se muestran diversas configuraciones del perfil de viga de alma abierta.



**Figura 2.13. Diferentes tipos de cuerdas en vigas**  
**a) Con perfiles laminados en caliente,**  
**b) y c) con perfiles laminados en frío.**

Algunas vigas son diseñadas para funcionar como viguetas de piso o techo y otras como vigas que soporten las reacciones concentradas de largueros. Las Especificaciones **AISC** no tienen disposiciones para las vigas de acero de alma abierta, sino una organización aparte: el **Steel Joist Institute (SJI)**<sup>4</sup>. La normalización bajo estas especificaciones consiste en la definición del producto, la especificación de los materiales, esfuerzos de diseño, las características de fabricación los accesorios y los procedimientos de instalación.

El prefabricado de vigas de alma abierta asegura la precisión de la pieza y agiliza el montaje comparado con el armado de vigas, aunque esta práctica no se descarta por completo ya que puede necesitarse una viga con una capacidad específica y no esté disponible en la modalidad prefabricada.

<sup>4</sup>Olga Alas, "Guía de procesos constructivos en sistema estructural a base de marcos de acero en edificios de mediana altura", (Tesis Universidad de El Salvador, El Salvador, 2006), p.19.

Las vigas de alma abierta tienen una alta relación resistencia – peso en comparación con otros sistemas. Aunque para ciertos claros y cargas las vigas de alma llena sean menos costosas, la ventaja con las vigas de alma abierta es que permite espacios para los ductos y trabajos eléctricos.

#### 2.4.1.3. Vigas de alma llena

Consisten en perfiles laminados en caliente tipo I, C, o T (ver Figura 2.14). Este tipo de elemento solo se encuentra de manera prefabricada, y su comportamiento es el de una viga-columna, es decir, está sometido a flexión y carga axial. Se observan en estructuras de un nivel en la cual todas las conexiones son rígidas. También se encuentran vigas de alma llena con peralte variable, cuyo propósito es reducir el tamaño de la sección transversal en zonas donde no se soliciten mucho bajo cargas, reduciendo de esta manera el peso, ya que estos elementos poseen un elevado peso por unidad lineal comparado con las vigas de alma llena. Se prefieren por su elevada resistencia, su capacidad de cubrir grandes claros y de la facilidad en el montaje.

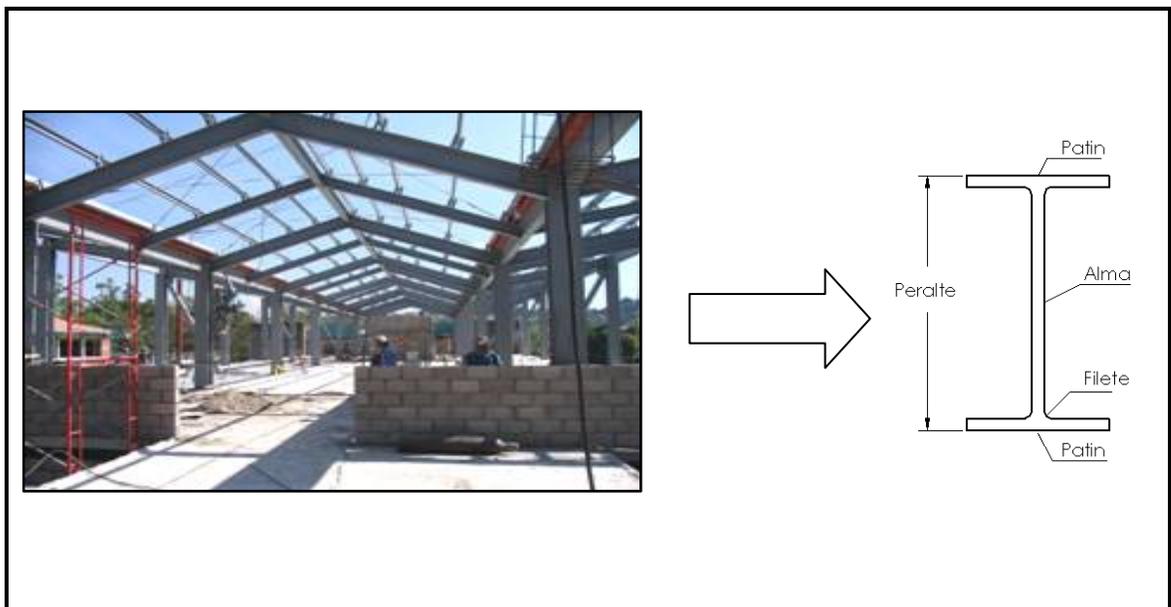
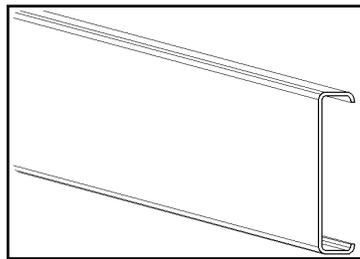


Figura 2.14. Viga de alma llena de sección constante tipo I

## **2.4.2. LARGUEROS DE TECHO.**

### **2.4.2.1. Perfiles laminados**

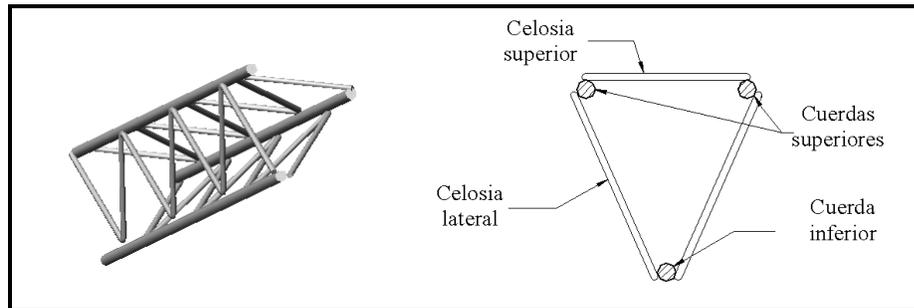
Son elementos que sometidos a flexión y su principal función es la de brindar apoyo y fijación a la cubierta de techo. Se considera la condición simplemente apoyada sobre los elementos primarios de la estructura de techo, como armaduras, vigas de alma abierta o alma llena. Las secciones de acero pueden ser laminadas en caliente o formadas en frío, las más usuales son las C, I o Z, siendo el primero el más utilizado (ver figura 2.15). El espaciamiento depende de las condiciones de carga, por lo general es de 2 a 6 pies (60 a 180 cm) y la relación peralte - claro mínima recomendable debe ser entre 1/30 a 1/24. Cuando se apoyan sobre armaduras se debe tener en cuenta el efecto que causa sobre esta al disponer de largueros intermedios entre nudos de la cuerda superior, ya que el diseño de ésta debe ser por flexión y carga axial.



**Figura 2.15. Larguero laminado tipo "C"**

### **2.4.2.2. Polines espaciales**

Son elementos sometidos a flexión formados por dos cuerdas paralelas superiores y un inferior unidas entre sí por una celosía (figura 2.16). El comportamiento de este tipo de elemento es similar al de una viga de alma abierta: las cuerdas superiores absorben los efectos de compresión inducidos por el momento flector y la cuerda inferior los de tensión; la celosía absorbe y transmite el cortante a los apoyos; la celosía superior tiene nada más la función de mantener la forma geométrica del elemento. Tanto las cuerdas como la celosía pueden ser de varillas. Estos elementos pueden ser armados con la ventaja de proporcionar la capacidad requerida para estructuras en específico comparadas con los elementos laminados.



**Figura 2.16. Detalle Polín espacial**

### **2.4.3. CONEXIONES**

Para la conformación de estructuras de acero para techo es necesario realizar una conexión adecuada entre los miembros estructurales que conforman la misma, con el propósito de evitar fallas en los puntos donde se conectan los diferentes miembros constituyentes de la estructura.

En las estructuras de acero para techo se puede realizar la conexión entre elementos estructurales mediante dos tipos básicos de conexiones: conexiones con **tornillos** y **soldadura**.

#### **2.4.3.1. Conexión tipo atornillada**

Se les conoce también como conexiones de punto, ya que la transferencia de carga ocurre a través de puntos discretos de los elementos estructurales a conectar.

Un tornillo es básicamente una barra metálica de sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y cuerpo o espiga roscada en el otro para recibir una tuerca, en ocasiones bajo especificación es necesario añadir un accesorio al sistema de tornillo para asegurar la conexión, aportando una superficie endurecida no abrasiva bajo el elemento atornillado (en la cabeza del tornillo o en la tuerca).

La resistencia mínima a la tensión de estos tornillos esta normada de la siguiente manera:

- ✓ Tornillos con resistencia mínima a la tensión de 120/105 ksi: Especificación **ASTM A325** para tornillos estructurales con tratamiento térmico.
- ✓ Tornillos con resistencia mínima a la tensión de 150 ksi: Especificación **ASTM A490** para tornillos estructurales con tratamiento térmico, para cargas más grandes.

### 2.4.3.2. Conexión tipo soldadura.

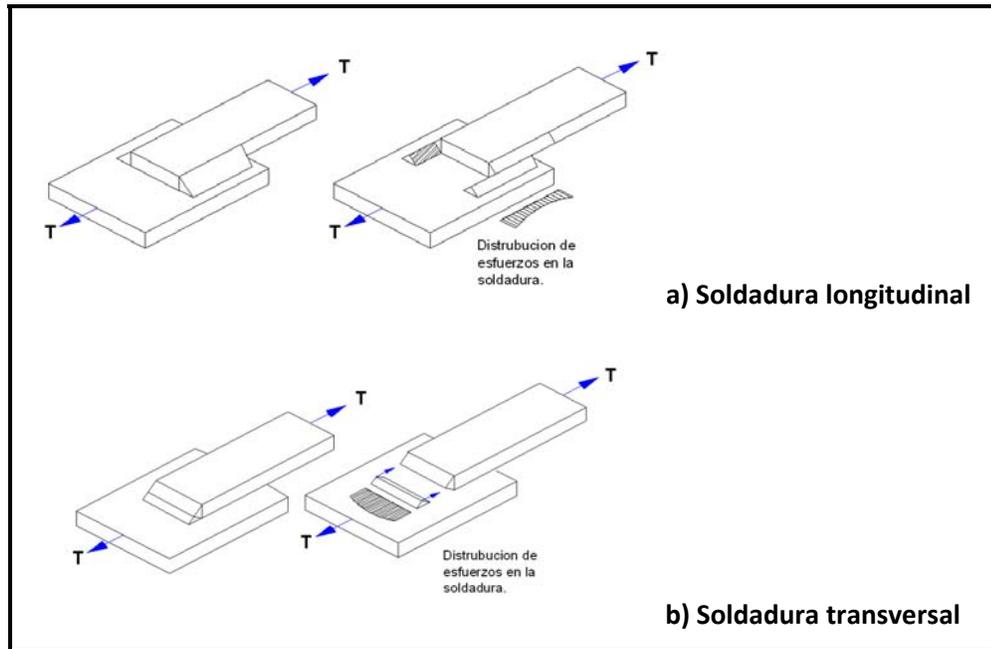
La soldadura es un proceso de conexión entre piezas de acero que se realiza mediante metal fundido producido por la aplicación de calor intenso, con frecuencia, el calor para las soldaduras se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar y un alambre o varilla de acero llamada electrodo.

También las soldaduras pueden clasificarse desde el punto de vista de transferencia de carga como:

- ✓ Soldaduras de línea: Por ejemplo soldaduras de filete, en los que la transferencia de carga ocurre a lo largo de una línea o de varias líneas (a lo largo del eje de la soldadura).
- ✓ Soldadura de superficie: Por ejemplo soldaduras de ranura, en estas la transferencia de carga ocurre a través de un área.

Como se mencionó antes, existen diferentes procesos de soldadura, aunque con más frecuencia se utiliza la soldadura de arco eléctrico, algunos procesos de soldadura de elementos de acero estructural son los siguientes:

- ✓ Proceso de soldadura de arco metálico protegido: Consiste en la utilización de un electrodo metálico, provisto de una membrana de cubierta formada por una mezcla arcillosa de aglutinantes de silicato y materiales en polvo, que al fundirse de forma más lenta que el núcleo metálico, permite dirigir y canalizar la corriente del arco.
- ✓ Proceso de soldadura de arco sumergido: Este proceso utiliza un electrodo de alambre desnudo continuo y un material granular denominado fundente distribuido sobre el canal a soldar.
- ✓ Proceso de soldadura por resistencia: Es un proceso de calentamiento y presión, en el que las partes a soldar se calientan a la temperatura de fusión por medio de la resistencia eléctrica generada por el paso de una corriente muy elevada, y la aplicación de presión mecánica al llegar a esta temperatura para llevar a cabo la unión.



**Fig. 2.17. Tipos y distribución de esfuerzos en las soldaduras.**

**a) Soldadura tipo filete para elementos metálicos de estructura de techos.**

Las soldaduras de filete son las más utilizadas en las conexiones de las armaduras de techos (ver figura 2.17) por su economía, ya que requiere poca preparación del material de la placa y el nivel de habilidad del operador es menor con respecto a un operador que desarrolla una soldadura de ranura, además es común también en la unión entre elementos.

**Soldadura longitudinal y transversal.**

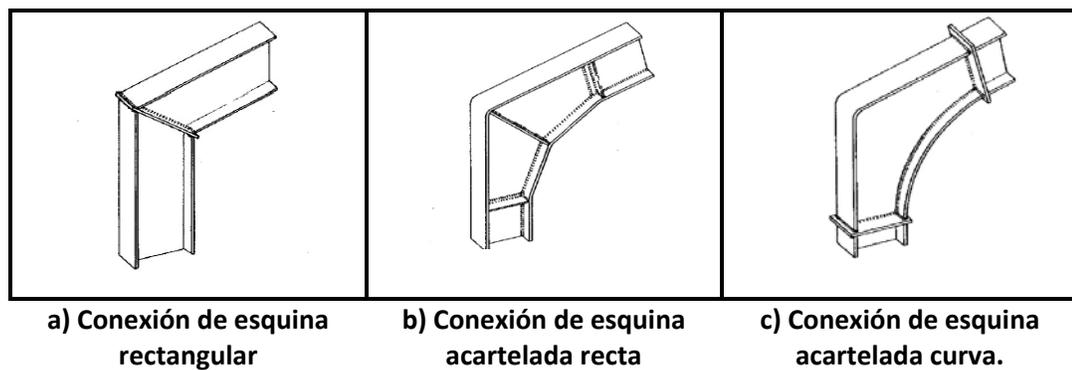
Con base al ángulo que se forma entre el eje de la soldadura y la línea de la fuerza aplicada, la soldadura de filete puede clasificarse como **soldadura longitudinal** o paralela, **transversal** o **inclinada** u oblicua.

La **soldadura longitudinal** (Ver fig. 2.17a) tiene una carga en forma paralela a su eje, los esfuerzos que produce la carga sobre la soldadura son de corte. En el caso de soldadura de de filete con piernas ( $w$ ) iguales el cortante máximo ocurre a  $45^\circ$  a través de la garganta.

La garganta de la **soldadura transversal** está sujeta a esfuerzos de cortante y tensión (o compresión). Las pruebas han demostrado que la soldadura cargada transversalmente es

hasta un 50% más fuerte que las cargadas longitudinalmente, una de las razones por la que la soldadura transversal presenta mayor capacidad que la longitudinal es que el esfuerzo está más uniformemente repartido en su longitud total (ver figura 2.17b), en tanto que en los filetes longitudinales se reparte en forma dispareja debido a deformaciones que varían a lo largo de la soldadura.

Entre las conexiones más importantes que se dan en estructuras metálicas para techos, se tienen las que se dan entre elementos primarios y apoyos, entre dos elementos primarios, y entre elementos primarios con elementos secundarios. El tipo de conexión que se utiliza para cada caso particular está en función del diseño de los elementos, por ejemplo para la unión entre elementos primarios (Vigas de alma abierta en la cumbrera) generalmente se utilizan conexiones con soldadura; mientras que en conexiones de elementos primarios con elementos de apoyo se utilizan conexiones atornilladas. En marcos rígidos, los perfiles que se utilizan como viga de techo y las columnas suelen conectarse rígidamente al emplear conexiones de esquina que por lo general son: *conexión de esquina rectangular*, *conexión de esquina acartelada recta* y *conexión acartelada curva* (Fig. 2.18).



**Fig. 2.18. Diferentes tipos de conexiones de esquina.**

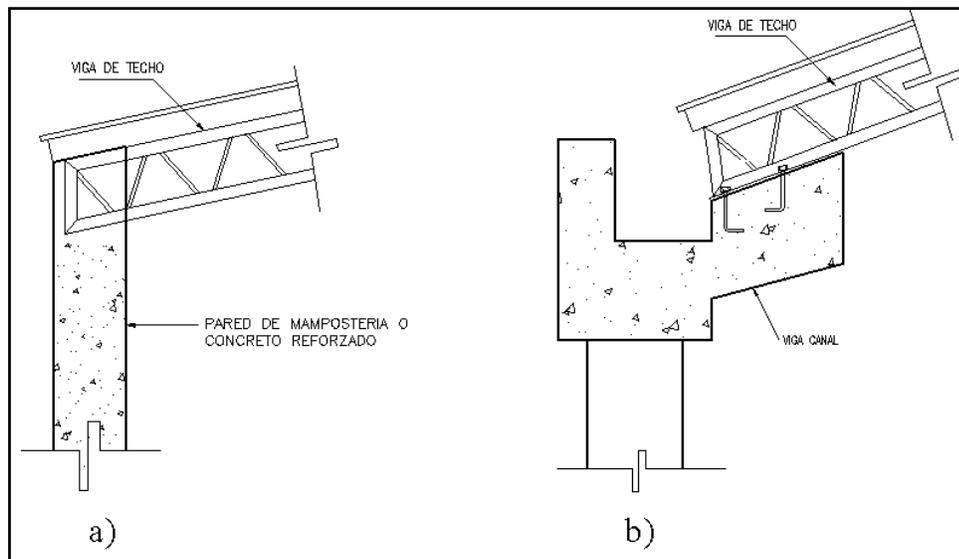
Las conexiones de esquina están casi siempre soldadas, para reducir el número de elementos de conexión, obsérvese que las conexiones de esquina se localizan en puntos de momentos y cortantes máximos.<sup>5</sup>

<sup>5</sup>Vinnakota, Sriramulu. "Estructuras de acero: comportamiento LRFD" (Mc Graw-Hill interamericana, México 2006, ed. Primera) p. 847.

#### 2.4.4. APOYOS

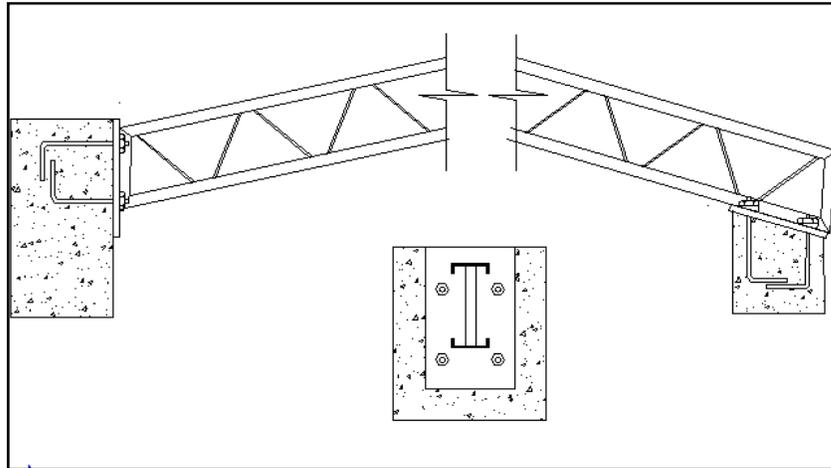
Las conexiones en los apoyos ayudan a que la estructura de techo se mantenga estable, además de transmitir la carga a la estructura principal, existen distintos tipos de conexiones en los apoyos los cuales dependerán en sí de la estructura de techos y de la estructura principal ya sea esta de columnas de acero, columnas de concreto o paredes de mampostería.

La forma más común de conexión es cuando la estructura metálica se encuentra embebida en el concreto y suelen unirse a los refuerzos de las paredes por medio de soldadura para su posterior colado. La estructura principal puede ser de paredes de concreto o mampostería y columnas de concreto. En la figura 2.19 se muestra una viga de techo embebida en una pared (a) y en una viga canal (b).

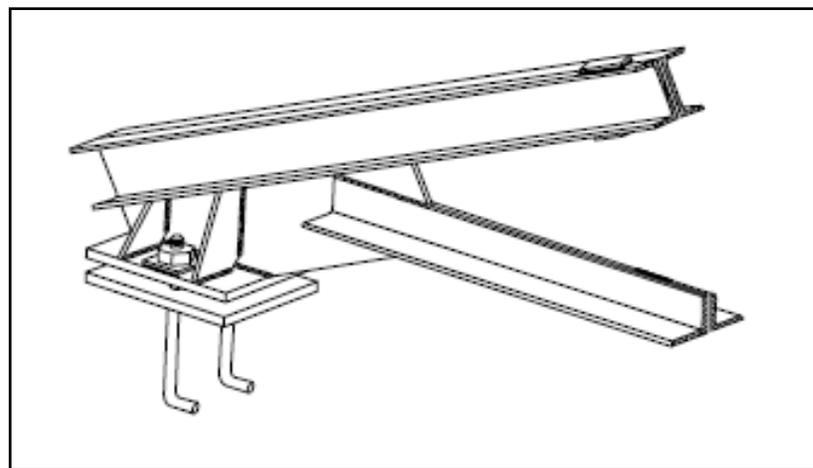


**Figura 2.19. Vigas de techo embebidas en los elementos de apoyo.**

Alternativamente para estructuras de soporte de concreto o mampostería la conexión de la estructura de techo suele hacerse fijando una placa de acero por medios de pernos embebidos en el concreto, tal como se muestra en la figura 2.20.

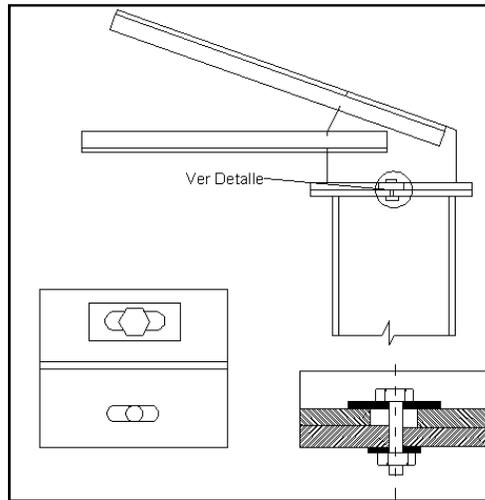


**Figura 2.20. Apoyo de viga de techo por medio de placa de unión**



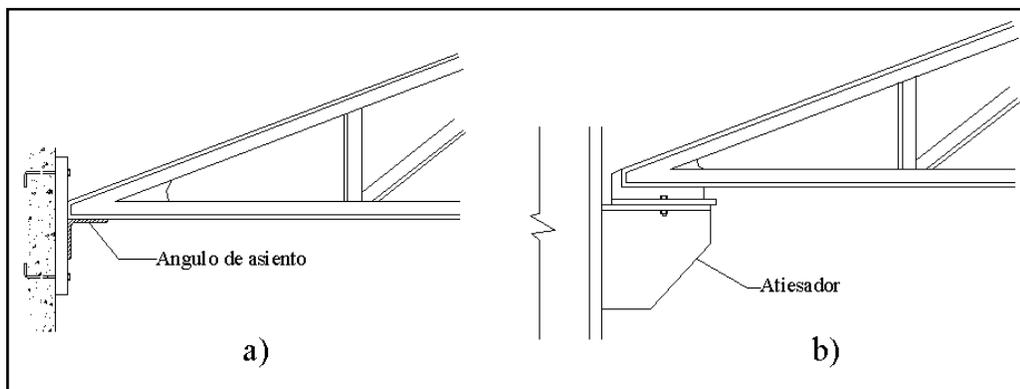
**Fig. 2.21. Detalle de estructura de techo con unión por medio de placa.**

Si la estructura principal es de columnas de acero estructural, la viga de techo podrá apoyarse directamente por medio de placas de unión que pueden ser fijas o deslizantes como se puede ver en la figura 2.21. Este tipo de conexión en apoyo puede observarse en armaduras y tiene la ventaja de permitir desplazamientos entre la estructura principal y la viga de techo.

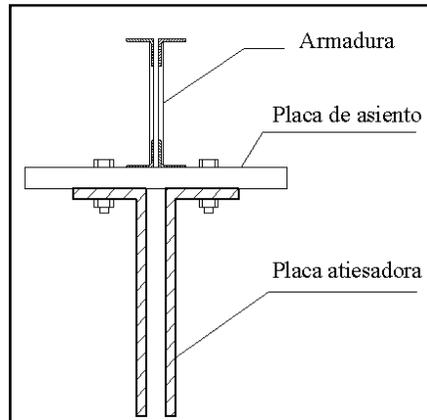


**Fig. 2.22. Apoyo deslizante**

Otra forma de soporte para armaduras metálicas es la utilización de *asientos no atiesados* o *atiesados* (ver figura 2.23); una ventaja de este tipo de apoyo de armaduras es que el montador puede apoyar de inmediato al asiento. En una conexión no atiesada, el extremo de la armadura descansa sobre el lado sobresaliente de un ángulo, llamado ángulo de asiento, el otro lado se suelda o se atornilla al elemento de soporte; el asiento no atiesado es adecuado para apoyar solo cargas relativamente pequeñas. Para solicitaciones mayores se pueden utilizar conexiones de asiento atiesada, que consta de una placa de asiento, ángulo superior y un elemento rigidizante el cual es mucho más rígido que el lado sobresaliente del asiento y, por lo tanto, se supone que soporta todas las cargas (ver figura 2.24).



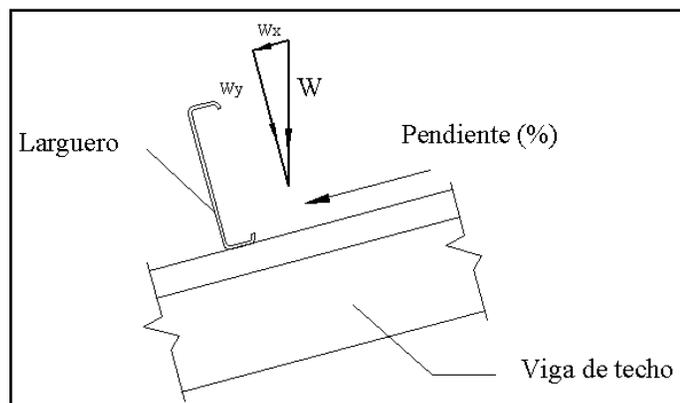
**Figura 2.23. a) Apoyo no atiesado b) Apoyo atiesado**



**Figura 2.24. Detalle de apoyo atiesado**

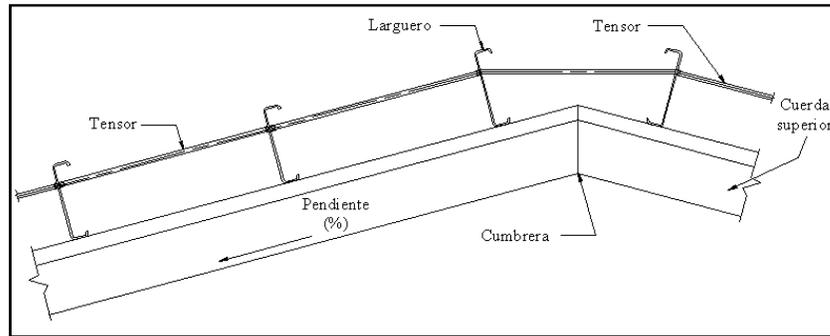
#### 2.4.5. TENSORES

Los tensores son miembros en tensión usados para proporcionar soporte lateral a los largueros. La mayor parte de las cargas aplicadas a los largueros son verticales, por lo que habrá una componente paralela a un techo inclinado ( $W_x$ ), que ocasiona que los polines se flexionen en esa dirección (ver figura 2.25).



**Figura 2.25. Cargas sobre larguero.**

Los tensores pueden situarse en el punto medio, en los puntos tercios o a intervalos más frecuentes, dependiendo de la cantidad de soporte necesario, el intervalo es una función de la separación entre armaduras, de la cuerda superior, de la resistencia del larguero y a la cantidad de soporte proporcionada por el techado.

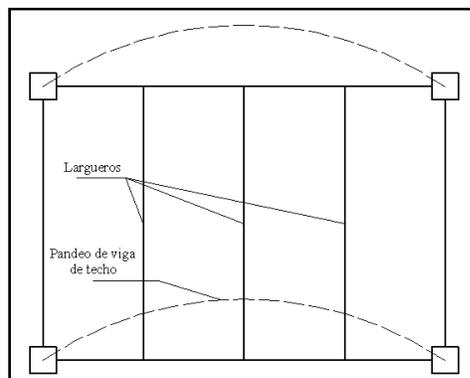


**Figura 2.26. Largueros de techos tipo C con tensores**

Las secciones tipo canal y tipo "Z" son muy débiles en el eje perpendicular al plano de carga, y para techos con pendientes fuertes (por lo general mayores a  $\frac{1}{4}$ ) presentan inestabilidad, para lo cual se debe colocar tensores para reducir el efecto de la flexión en la dirección paralela a la superficie del techo.

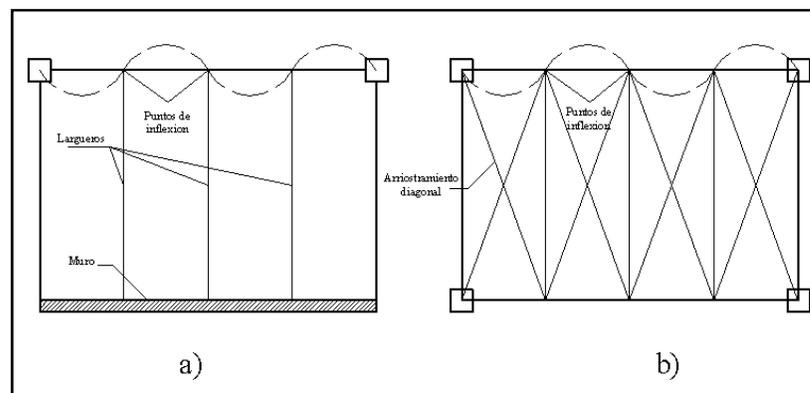
#### 2.4.6. ARRIOSTRAMIENTOS

En la sección 2.3.2.2 se mencionó que los elementos de acero son especialmente susceptibles al pandeo, razón por la cual mediante un diseño adecuado debe garantizarse para cualquier estructura la estabilidad de sus elementos. Las vigas de techo son elementos sometidos principalmente a flexión y en algunos casos a flexo-compresión, por lo tanto son elementos susceptibles al pandeo en la zona a compresión; para el caso de armaduras y vigas de alma abierta la cuerda superior y para las vigas de alma llena el patín superior (ver figura 2.27)



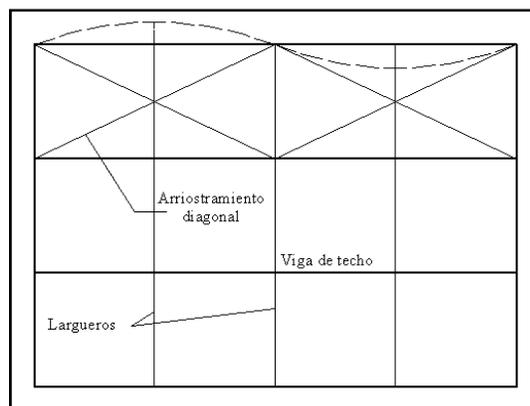
**Figura 2.27. Pandeo de vigas de techo sin soporte lateral.**

Usualmente se considera a los largueros de techo efectivos como soportes laterales si están adecuadamente conectados a los miembros en compresión, ya sea al patín superior de una viga de alma llena o la cuerda superior de una armadura<sup>6</sup>. Para lograr esta efectividad en los puntos de conexión entre viga de techo y larguero se debe provocar un punto de inflexión, es decir, evitar que los largueros presenten desplazamientos en su dirección axial. Esto se puede lograr vinculando un extremo de los largueros a un muro (figura 2.28a), o alternativamente arriostrando diagonal entre éstos (figura 2.28b).



**Figura 2.28. Soporte lateral en vigas de techo a) Muro b) Arriostramiento diagonal.**

Nótese que no es necesario colocar el arriostramiento en todas las conexiones de larguero y viga, ya que el desplazamiento axial de un larguero depende de los largueros adyacentes y por lo tanto se induce una reducción del desplazamiento (ver figura 2.29).



**Figura 2.29. Arriostramiento diagonal con largueros no conectados.**

<sup>6</sup>Vinnakota, Sriramulu. "Estructuras de acero: comportamiento LRFD" (Mc Graw-Hill interamericana, México 2006, ed. Primera), p. 483.

## CAPITULO III:

PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL  
APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO  
A BASE DE PERFILES METALICOS

### **3.1. INTRODUCCION**

Tradicionalmente el diseño de las estructuras de techo se enfoca en el cálculo de las acciones sobre esta y las dimensiones de los elementos estructurales que la conforman, pero en realidad el diseño de estas estructuras, como cualquier otra, debe de partir de un proceso en el cual se conceptualice y luego se realice la parte del cálculo. La parte conceptual del diseño es esencial para el diseñador estructural, ya que a diferencia de la parte de análisis y diseño no se realizan cálculos numéricos, y se establece la ubicación de elementos estructurales, se selecciona los elementos estructurales y un dimensionamiento preliminar de estos; en conclusión, es una parte del proceso del diseño que requiere mucho criterio y creatividad por parte del diseñador, ya que cada edificación posee condiciones diferentes y se necesita que estas características estén incluidas para realizar el diseño completo de las estructuras de techo, algo que muy difícilmente se puede procesar mediante un software de aplicación como en las partes de análisis y diseño.

Es importante tener en cuenta que el techo es la parte de una edificación que queda expuesta al exterior y en la mayoría de casos se proyecta su configuración geométrica en función del aspecto estético; por tanto es un punto delicado establecer la forma del techo de manera que resulten elementos de las estructuras de techo con dimensiones grandes, pesadas y con conexiones altamente congestionadas de elementos. Es por esta razón que se hace necesario un trabajo de conjunto del diseñador arquitectónico y estructural para proyectar un sistema de techos que sea seguro, económico y con apariencia estética agradable.

El proceso del diseño estructural para estructuras de techos debe incluir las partes principales de estructuración, análisis y diseño, basándose en el comportamiento adecuado de los elementos, conexiones y funcionamiento satisfactorio de la estructura. En este capítulo se describe tal proceso del diseño aplicado a estructuras de techo a base de perfiles metálicos, el cual comienza con una breve descripción de cada una de las etapas del proceso y las consideraciones hechas para su ejecución.

En la parte conceptual de diseño se brindan lineamientos generales para lograr una conceptualización geométrica y estructural en el diseño de estructuras de techo. Estos lineamientos son los más comunes y esenciales, y en muchos casos puede darse la posibilidad

de incluir otros aspectos para realizar esta parte del diseño. En este contexto el diseñador debe de exponer toda su creatividad en esta parte aún si se cuenta con lineamientos como los que aquí se describen.

En la parte de cálculo, denominada en este capítulo como fase analítica, se considera la aplicación de acciones a las estructuras de techos según lo descrito en **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador (1997)”**.

Para el diseño o dimensionamiento de los elementos estructurales es necesario contar con un método que tome en cuenta la eficiencia del material estructural bajo distintos esfuerzos de diseño y bajo diferentes tipos de acciones o sollicitaciones sobre cada elemento. En el presente capítulo se toma como referencia el método de diseño por resistencia última (**LRFD**) y las especificaciones descritas en el **“Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, 13th Edition”**.

Los conceptos expuestos en este capítulo pueden adoptarse en el proceso del diseño para estructuras de techo a base de perfiles metálicos comúnmente utilizados actualmente en el ámbito local, y sirven de base para desarrollar el siguiente capítulo en el cual se aplica el proceso a una estructura de techo de una edificación.

### 3.2. PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Es el procedimiento mediante el cual se establecen los elementos que conforman la estructura en cuanto a materiales, dimensiones, uniones, detalles en general y su ubicación relativa en la estructura. La selección de estos elementos se debe basar en su comportamiento adecuado en condiciones de servicio y su capacidad para resistir fuerzas que generen un estado de colapso en la estructura.

El principal objetivo del proceso de diseño aplicado a estructuras de techo es cumplir con lo expuesto en el párrafo anterior junto con la utilización óptima de los materiales y técnicas de construcción disponibles, según las razones expuestas a continuación:

- ✓ Un comportamiento adecuado en condiciones de servicio garantiza que los elementos estructurales no presenten inconvenientes o deficiencias en situaciones que, aunque no se ponga en juego la seguridad, afectan el correcto funcionamiento de toda la edificación; por ejemplo en techos el desprendimiento de la cubierta por la succión debido al viento (ver capítulo I).
- ✓ La capacidad de los elementos para resistir cargas sin llegar al colapso garantiza que estos no presenten fallas graves bajo la acción de tales cargas, o que puedan disminuir su capacidad para resistir nuevas acciones, esto está relacionado con la seguridad de la estructura ante las sollicitaciones sobre ella durante su vida útil; por ejemplo el pandeo en elementos sometidos a esfuerzos de compresión en armaduras de techos (ver capítulo I).
- ✓ Se debe garantizar la utilización óptima de los elementos estructurales que se relacione con los procesos y técnicas más apropiadas para cada material estructural en el montaje de la estructura de techo y de esta manera lograr una reducción en los costos al establecer dimensiones que eviten lo más posible los desperdicios.

A su vez el proceso del diseño aplicado a estructuras de techo debe cumplir con otros aspectos relacionados con la edificación completa como:

- ✓ Seguridad: asociado a la resistencia, rigidez, peso de los elementos y aspectos de funcionamiento.

- ✓ Economía: asociado con la optimización de los costos de construcción, selección adecuada de los elementos estructurales sin sobredimensionarlos, y con el uso moderado de acabados.
- ✓ Aspectos estéticos: asociado a todos aquellos factores relacionados con la mejora de la apariencia exterior e interior.

Por lo general, cuando se realiza una revisión de la estructura de techo y sus elementos, se hace en base a estos aspectos en orden prioritario para luego realizar cambios al diseño preliminar, lo cual se verá con detalle más adelante.

### 3.2.1. ETAPAS DEL PROCESO DE DISEÑO

El proceso de diseño estructural consiste en una serie de etapas las cuales se muestran a continuación:

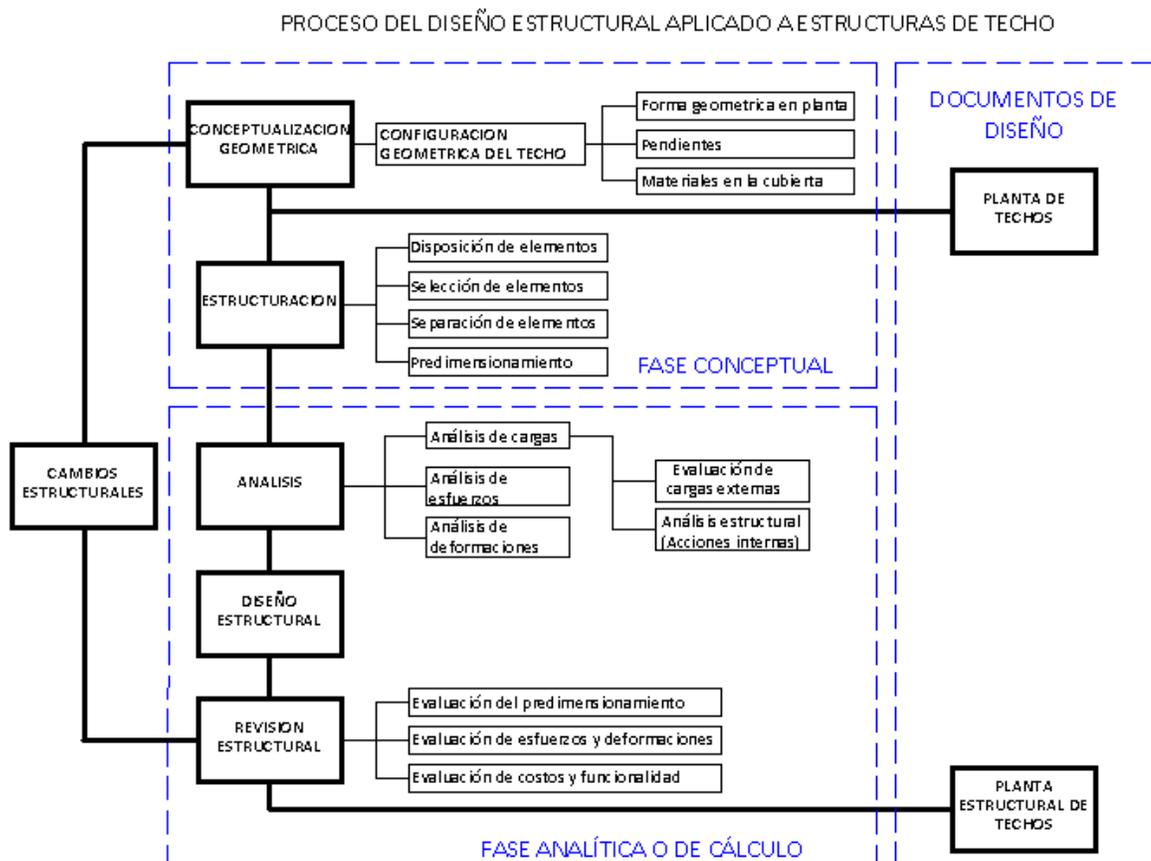


Diagrama 3.1. Proceso del diseño estructural.

Según el Diagrama 3.1, el proceso de diseño estructural aplicado a las estructuras de techo a base de perfiles metálicos consta de dos fases principales: **Fase conceptual** y **Fase analítica**.

La **fase conceptual** es con la que se inicia el proceso del diseño y consiste en establecer la disposición general de la estructura de techo junto con un estudio de los posibles tipos, formas y materiales estructurales que representen soluciones factibles para la conformación de la estructura; en esta fase se puede seleccionar el sistema de techo según las clasificaciones expuestas en el Capítulo 2. Básicamente la fase conceptual en el diseño de estructuras de techo consta de dos etapas:

- ✓ **Conceptualización geométrica:** en la cual se establece el tamaño, la forma en planta y elevación, pendientes y materiales a emplear en la cubierta de techo. Esta etapa es desarrollada por los arquitectos, quienes realizan una serie de diseños conceptuales de acuerdo a las necesidades del propietario de la edificación, restricciones físicas, monetarias o estéticas.
- ✓ **Conceptualización estructural o estructuración:** en la cual se identifican los tipos y formas estructurales, ubicación relativa de los elementos estructurales, se establecen claros libres, se conceptualizan uniones y se efectúa cierto dimensionamiento preliminar de los elementos estructurales.

La **fase analítica** (fase numérica o fase de cálculo estructural) consiste en determinar la capacidad estructural que cada elemento debe poseer, en base a las solicitaciones o acciones que actúan sobre la estructura. Al evaluar las acciones internas inducidas en los elementos por las acciones externas (de servicio o accidentales), se establece el dimensionamiento de estos en un proceso iterativo hasta que se llegue a una condición en la cual no se requieren cambios significativos en sus dimensiones. La fase analítica finaliza con el dimensionamiento o diseño adecuado de todos los elementos estructurales que conforman la estructura de techo para que soporten todas las acciones de diseño. Esta fase consta de las siguientes etapas:

- ✓ **Etapa de análisis:** se cuantifican las cargas que actúan sobre el sistema de techo y en cada uno de los elementos estructurales que lo conforman y evaluar los efectos inducidos por la aplicación de estas y los posibles cambios de forma que su puedan esperar. La etapa de análisis a su vez se puede descomponer en:

- *Análisis de cargas:* consiste en evaluar las cargas actuantes a partir de eventos externos en la estructura de techo, las cuales en su mayoría se encuentran establecidas por las autoridades competentes. Esta etapa consta de la evaluación de cargas externas sobre las estructuras de techos, las cuales inducen acciones internas en los elementos que la conforman; dichas acciones internas se determinan mediante un análisis estructural. Para el presente estudio se toman como referencias las especificaciones expuestas en el **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones”** de la República de El Salvador en la determinación de las cargas externas sobre las estructuras de techo.
- *Análisis de esfuerzos:* consiste en analizar el comportamiento de la estructura bajo los efectos de la aplicación de cargas externas, las cuales producen acciones internas en los elementos (momentos flexionantes, fuerzas axiales, cortantes, etc.) que dependen de la condición de apoyo y de los claros.
- *Análisis de deformaciones:* consiste en revisar la respuesta de los elementos de la estructura a la acción de las cargas, a través de deflexiones y desplazamientos producidos en los miembros estructurales.
- ✓ ***Diseño estructural:*** se establecen las dimensiones de los elementos en base a la revisión de esfuerzos y deformaciones resultantes producto de la aplicación de cargas; esto es, cumplir con los requerimientos establecidos en las especificaciones basadas en un método de diseño. En el presente estudio se toman las especificaciones establecidas en el **“Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, 13th Edition”** con el método de diseño por resistencia última LRFD.
- ✓ ***Revisión estructural:*** en esta etapa existe la posibilidad de cambios estructurales, cuando el dimensionamiento preliminar o predimensionamiento no se convierte en el dimensionamiento definitivo de la estructura. Se evalúa también si la estructura cumple los requerimientos del código, además de realizar una evaluación de los costos, disponibilidad de los materiales, apariencia, mantenimiento, tiempo de ejecución y otras consideraciones, de manera que se repiten las etapas del proceso hasta que la estructura sea satisfactoria.

- ✓ **Planos estructurales de techos:** no se considera una etapa del análisis, pero es la presentación del resultado de todas las etapas anteriores, se desarrollan cuando se tiene una estructura definitiva que cumpla con los requerimientos y criterios anteriormente expuestos y deben contener a información básica necesaria de los detalles estructurales para su correcta interpretación por parte del encargado de la ejecución de la edificación.

Es importante lograr un proceso de diseño que relacione sus etapas, de manera que se agilice su desarrollo y se produzcan resultados satisfactorios. En sistemas de techo a base de cubierta y estructura de soporte es conveniente aplicar este proceso, ya que en muchas ocasiones se utilizan soluciones no muy económicas debido a que la selección de elementos estructurales y su disposición se hace de manera empírica o en base a soluciones repetidas.

El proceso del diseño estructural aplicado a estructuras de techo a base de perfiles metálicos es expuesto en las secciones siguientes, tomando como punto de partida lo expuesto en los capítulos I y II del presente estudio. Se hace énfasis en la aplicación del proceso a sistemas de techo que constan de cubierta y estructura de soporte a base de perfiles metálicos.

### **3.3. FASE CONCEPTUAL DEL DISEÑO APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO**

Como se expresó con anterioridad esta fase consiste en establecer la disposición general de la estructura de techo junto con un estudio de los posibles tipos, formas y materiales estructurales; en esta fase es conveniente que se trabaje en conjunto la creatividad del diseñador estructural y la capacidad conceptual del arquitecto, de manera que resulte una estructura de techos con formas sencillas y simétricas, con materiales que posean pesos livianos y con pendientes poco pronunciadas, para evitar el mal comportamiento de la estructura y el empleo de elementos altamente reforzados y/o pesados.

La etapa con la que se inicia esta fase es la configuración geométrica del sistema de techo, la cual, si es realizada satisfactoriamente, finaliza con el desarrollo de una planta de techos, la cual muestra el tamaño y forma, las pendientes, indica los materiales de cubierta, vanos, instalaciones especiales, etc. Luego se continúa con la etapa de estructuración, en la cual, en base a lo indicado en la planta de techos se establece la disposición de elementos

estructurales, las separaciones y un dimensionamiento preliminar de estos, para posteriormente continuar con la fase numérica.

### **3.3.1. ETAPA DE CONCEPTUALIZACION GEOMETRICA.**

La conceptualización geométrica de un techo consiste en establecer la forma en planta y elevación del techo, la pendiente del mismo, el material a utilizar en la cubierta; a todo esto comúnmente se le conoce como configuración geométrica del techo. Obviamente la configuración del techo está relacionada con la disposición general de la edificación, es decir, su forma, tamaño, sistema estructural, orientación, entre otros; estos factores están determinados en parte por aspectos arquitectónicos propios de cada edificación, y deben ser consideradas todas las configuraciones de techos posibles para una edificación establecida.

Es evidente que cada edificación tiene sus propias condiciones ya sean establecidas por el propietario, por limitaciones físicas o de materiales, y por tanto se debe considerar distintos aspectos para poder conceptualizar geométricamente el techo de una edificación. En el presente estudio solamente se abordan aquellos aspectos más comúnmente considerados en esta etapa del diseño, los cuales están descritos de manera general a continuación.

**Uso de la edificación:** es un parámetro fundamental para esta etapa, ya que de éste se derivan otros aspectos relacionados con las dimensiones y formas del techo. Con el conocimiento de este parámetro es posible evaluar diferentes alternativas de materiales en la cubierta y elementos de la estructura de techo. Los usos más comunes de edificaciones son de tipo: **industrial, comercial, residencial, deportivo, educativo**, entre otros.

**Claros libres:** en los diferentes tipos de edificaciones se observan espacios diversos, los cuales tienen diferentes funciones y tamaños; por tanto los claros libres son distintos dependiendo del uso de la edificación. Este es un parámetro importante al seleccionar los elementos que conforman la estructura del techo en relación a su capacidad estructural a partir del claro o luz libre, por ejemplo en edificios industriales se requiere de amplios espacios de trabajo por lo que se intenta evitar columnas y muros interiores o al menos colocar la menor cantidad posible, lo que produce grandes claros libres que solamente pueden ser solucionados con armaduras o vigas de alma abierta en lugar de vigas de alma llena.

**Materiales en la cubierta:** si bien es cierto que este no es un parámetro de entrada para esta etapa del diseño, es posible establecerlo si se toma en cuenta el uso y el sistema estructural de la edificación. Así pues es posible seleccionar el material de la cubierta en base a los claros libres a partir de las tablas presentadas en el **Anexo 2.1**; por ejemplo se puede utilizar la *lámina galvanizada con acabado en forma de teja* para una mejor apariencia del techo de un edificio comercial o residencial, pero no es conveniente utilizarlo en un edificio industrial ya que la capacidad de esta lámina no es suficiente para los claros en un edificio de este tipo.

**Aspectos no estructurales:** son aspectos relacionados con la funcionalidad del espacio para cual se requiere proyectar el techo, tales como *luminarias*, las cuales son instalaciones que se encuentran fijadas o suspendidas ya sea de la estructura de techo o directamente de la cubierta al igual que los *cielos falsos*, estos últimos pueden aumentar la altura total del edificio al no disponer de espacio para el paso de ductos de iluminación y otras instalaciones. Otro aspecto es el *drenaje* del techo, ya que con el objetivo de brindar la pendiente necesaria a la cubierta muchas veces se produce una altura elevada de la cumbrera; esto influye en la selección de la forma geométrica del techo, en la cual se puede disponer de 2 o más caídas de agua para disminuir la altura total.

**Instalaciones especiales:** la presencia de paneles solares, equipo de aire acondicionado, ascensores, entre otros, dentro de la edificación influye en cierta parte la conceptualización geométrica de un techo, ya que es necesario reconocer la ubicación relativa de estas instalaciones especiales para proyectar la forma en planta y las vertientes o caídas de agua en los techos.

Los parámetros expuestos anteriormente son algunos de los necesarios para realizar la etapa de conceptualización geométrica de un techo, el profesional encargado de esta etapa debe considerar según su criterio los más esenciales.

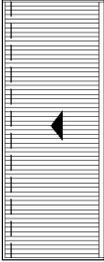
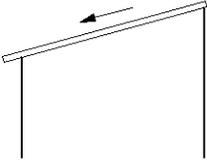
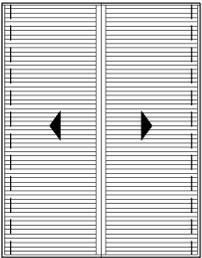
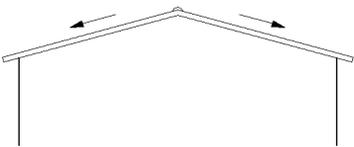
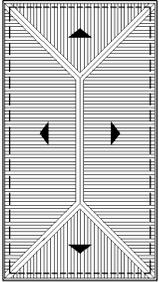
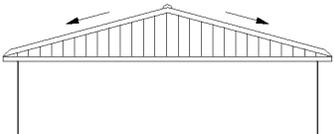
### **3.3.1.1. Configuración geométrica del techo.**

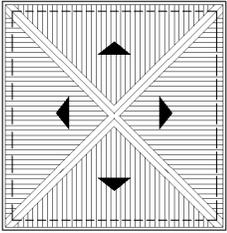
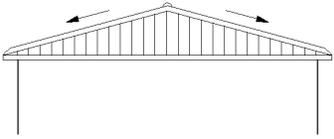
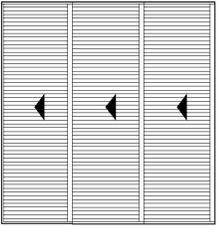
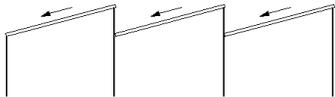
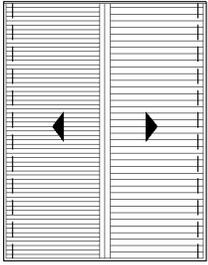
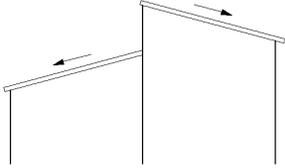
La configuración del techo se realiza a partir de los parámetros expuestos en la sección anterior y consiste en establecer la *forma geométrica en planta y elevación* de los techos, *pendientes*, y en algunos casos *aleros*; estos puntos son descritos a continuación.

**a) Forma geométrica en planta y elevación.**

Por su forma en planta los techos pueden ser rectangulares o irregulares. Los elementos utilizados en la conformación de un techo, pueden ser los que produzcan restricciones para la utilización de una determinada alternativa de la forma de éste. Por ejemplo la mayoría de los materiales de cubierta consisten en elementos rectangulares tales como tejas o láminas que son convenientes en áreas de techo de forma rectangular, mientras que las formas libres presentan más dificultad para proyectar el techo. La forma del techo en elevación, es decir la forma en que la cubierta drene el agua, los divide en las formas posibles de techos de la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1. Formas comunes de techos.**

PLANTA	ELEVACIÓN	DESCRIPCION
		<p><b>Techos a un agua:</b> es la forma más sencilla, está formada por un solo faldón que se apoya en dos muros o filas de columnas vertiendo el agua de lluvia a un lado.</p>
		<p><b>Techos a dos aguas:</b> se compone de dos faldones que vierten las aguas en dos lados opuestos.</p>
		<p><b>Techos a cuatro aguas:</b> formada por cuatro faldones, que vierten las aguas los cuatro lados de la planta a cubrir. Protegen todos los muros, ahorran costos y área de muro, son menos susceptibles a ser dañados por el viento, pero son más difíciles de construir.</p>

		<p><b>Techo de agujas o flechas:</b> cuando la planta es cuadrada y la pendiente es pequeña. El caballete queda reducido a un punto. Estos también son llamados techos piramidales.</p>
		<p><b>Techo en diente sierra:</b> formada por faldones de distinta pendiente; el más vertical va acristalado para que entre la luz, y el otro con material de cubrimiento.</p>
		<p><b>Techo con pendiente a dos aguas discontinuas:</b> formada de manera similar que el techo a dos aguas por dos faldones, que vierten el agua a dos lados de la edificación, pero que tienen discontinuidad en la cumbrera.</p>

La selección de cualquier alternativa de las anteriores formas de techo, se realiza en función de los aspectos en la sección anterior; aunque como se expone en el próximo apartado la pendiente, que está asociado a la forma del techo, influye en los esfuerzos que pueden generarse en la estructura.

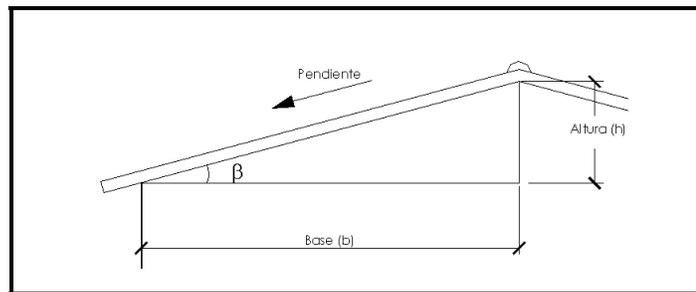
## b) Pendientes

La principal función de las pendientes de techo es drenar el agua de la lluvia, mientras menor es la permeabilidad del material del techo, menor pendiente es requerida; la pendiente apropiada del techo depende del material usado en la cubierta y de las condiciones climáticas. En el **Anexo 2.1** se muestran las pendientes admisibles en algunas cubiertas comúnmente utilizadas en el ámbito local. Algunas consideraciones sobre el valor de las pendientes son expuestas en la Tabla 3.2.

**Tabla 3.2. Ventajas y desventajas de las pendientes grandes y pequeñas.**

Pendiente grande	Pendiente pequeña
<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Mayor costo.</li> <li>✓ Menor fuerza de succión del viento.</li> <li>✓ Mayor seguridad contra filtraciones.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Superficie menor y por tanto se reduce el costo.</li> <li>✓ Filtración cuando el agua coincide con viento.</li> <li>✓ Mayor fuerza de succión del viento.</li> </ul>

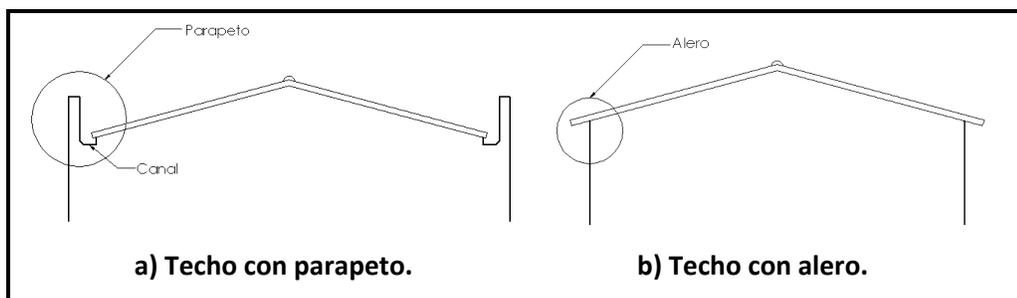
Generalmente la pendiente es expresada como la relación entre la altura y la base ( $h/b$ ) o en términos de porcentaje ( $h/b \times 100\%$ ). En ocasiones se expresa mediante el ángulo  $\beta$  formado por la horizontal y el faldón (ver Figura 3.1).



**Figura 3.1. Pendiente en techo.**

**c) Aleros**

En casos que la solución de canales y parapetos (Figura 3.2a) o vigas de coronamiento tipo canal no se utilicen, se considera una prolongación de la cubierta del techo más allá de las paredes perimetrales de la edificación, a esta parte se le conoce como aleros (Figura 3.2b), y son adecuados en edificios que no presenten edificaciones circundantes muy próximas.



**Figura 3.2. Evacuación de aguas en techos.**

Los aleros se diseñan de acuerdo con situaciones específicas y con los requerimientos de la edificación. Además de las preferencias estilísticas, los factores que determinan su tamaño son el acceso a la luz y el impacto del viento.

Un alero grande protege a la pared de la lluvia y brinda sombra. Por otro lado, reduce la luz solar en la habitaciones y el calor directo en muros y vanos. El área de techado expuesta al viento es mayor. Un alero pequeño brinda poca sombra y protección de la lluvia, pero permite un buen acceso de la luz solar a los locales y recibir el calor solar directo en muros y vanos. El viento ocasiona menos impacto.

Considerando condiciones climáticas se tiene que un alero grande, sobre una pared alta, brinda mejor protección del sol alto (verano), pero intercepta menos la luz. Brinda buen acceso al sol bajo (invierno) y, por lo tanto, la ventaja del calor solar en invierno. Esto es adecuado en áreas de clima templado, donde se desea una protección contra el calor en verano y la ganancia del calor en invierno.

#### d) Planta de techos (planta de cubierta).

Una vez establecida la configuración geométrica del techo y si no se encuentran inconvenientes con las posteriores etapas del diseño, se desarrolla la planta de techos, en la cual se muestra todo lo anteriormente descrito. El encargado de esta etapa debe considerar que es conveniente expresar en esta planta, así como instalaciones especiales, vanos y dimensiones importantes. La Figura 3.3 muestra un ejemplo de planta de techos.

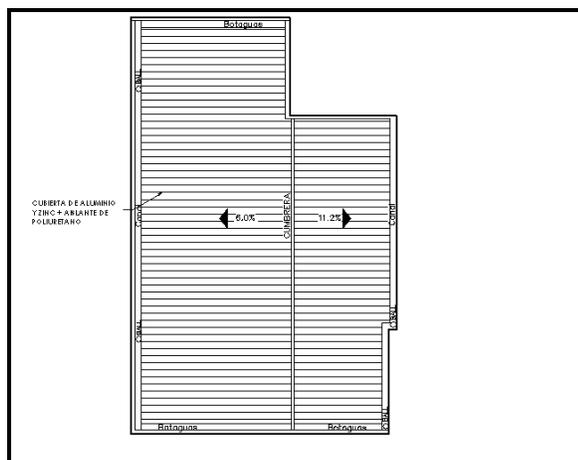


Figura 3.3. Planta de techos.

La planta de techos sirve de punto de partida para la siguiente etapa del diseño y por lo general se utiliza también la planta del último entrepiso para observar la disposición de los elementos estructurales principales de la edificación; por tanto, se debe contar con esta información.

### **3.3.1.2. Etapa de estructuración**

En esta etapa se selecciona el tipo, forma y la disposición de los elementos estructurales, su ubicación relativa en la estructura, claros libres y el pre dimensionamiento de estos. Como se indicó en la sección anterior, se debe de contar con cierta información para realizar esta etapa, una de las principales es el sistema de techo, es decir, que tipo de techo es el que se conceptualiza; basándose en las clasificaciones descritas en el Capítulo 2, el presente estudio se enfoca en techos con cubierta y estructura de soporte a base de perfiles metálicos.

Es importante notar que esta etapa del diseño es a un nivel conceptual, es decir, el diseño al finalizar esta etapa no es definitivo, sino preliminar, de manera que los profesionales encargados deben ser creativos en cada una de las partes de esta etapa. Por consiguiente los puntos abordados en el presente estudio no deben ser tomados como una guía, sino como una serie de lineamientos basados en parámetros representativos que conciernen a los elementos de las estructuras de techo a base de perfiles metálicos más comunes; de ninguna manera se debe dejar de lado la innovación y la creatividad en esta etapa del diseño.

Al desarrollar esta etapa del diseño deben hacerse las consideraciones siguientes<sup>7</sup>:

- ✓ *Claro de la cubierta.* El tipo de cubierta así como su variación específica está relacionado con el claro de esta.
- ✓ *Separación de largueros.* Esto determina el claro de la cubierta y la magnitud de las cargas sobre los largueros. El tipo de larguero seleccionado puede limitar las separaciones en función de la capacidad de este y por consiguiente es recomendable que en la selección de la cubierta sea considerada la separación y tipo de largueros.
- ✓ *Claro de vigas de techo.* En sistemas de techo con regularidad en la forma el espacio entre los largueros debe de ser un número entero de divisiones del claro de la viga.

---

<sup>7</sup> James Ambrose (2001), "Análisis y diseño de estructuras", Editorial Limusa México, p.290.

- ✓ *Separación de elementos de apoyo.* Esto determina el claro de las vigas y largueros y además está relacionado con la estructuración de la edificación en conjunto.

Se observa que las consideraciones anteriores indican la relación existente entre los elementos que constituyen el sistema de techo, estudiados en el Capítulo anterior: cubierta, largueros, vigas de techo y apoyos. Al considerar la separación de los elementos de apoyo, los claros de las vigas de techo, el claro y separación de los largueros y los claros de la cubierta para el desarrollo de esta parte del diseño se observa que es una práctica interactiva y que estos componentes están interrelacionados entre sí.

Las partes de las que consta esta etapa están descritas a continuación en orden secuencial de acuerdo al proceso, las cuales son:

- a) Disposición de elementos estructurales.
- b) Selección de elementos estructurales.
- c) Separación de elementos.
- d) Dimensionamiento preliminar.

#### **a) Disposición de elementos estructurales.**

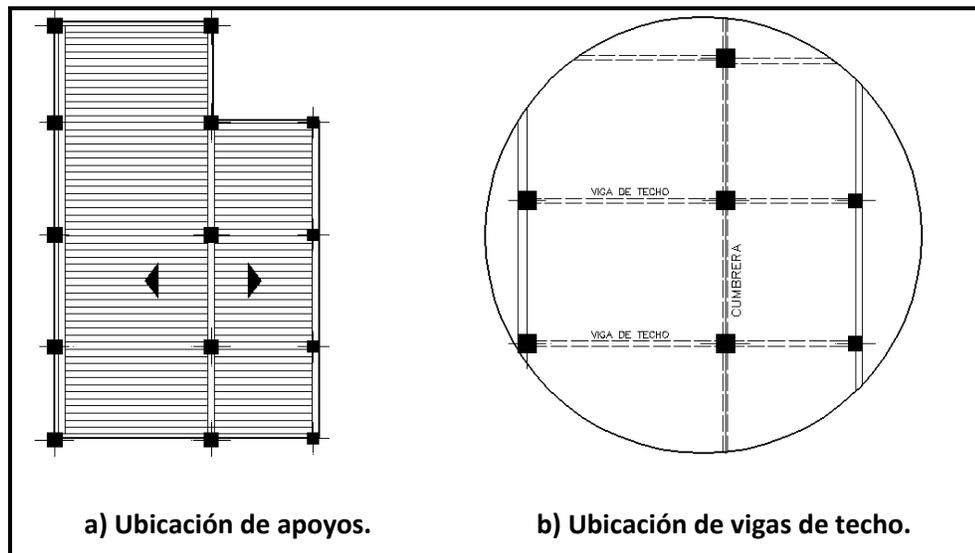
A partir de las formas de techos descritos en la sección **3.3.1.1**, es posible establecer la posición relativa de los miembros estructurales en la planta de techos. De manera general y en base a lo descrito en el Capítulo 2 sobre elementos constitutivos de estructuras de techo es posible trazar lineamientos generales sobre las disposiciones de estos elementos, teniendo en cuenta además que para planificar esta etapa es necesario un alto potencial creativo por parte del diseñador para poder proyectar un sistema de techo que sea factible con las necesidades y condiciones impuestas.

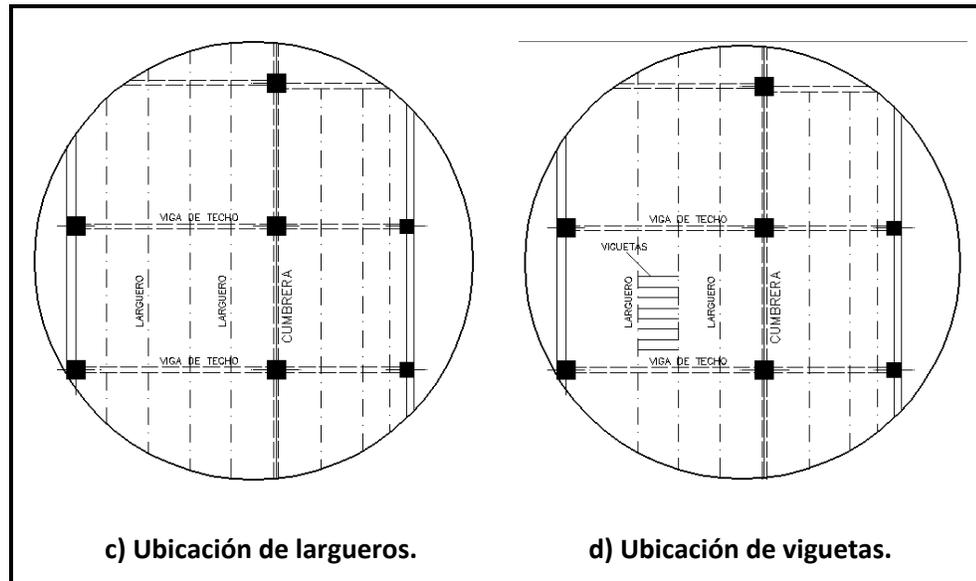
En este apartado se consideran dos grupos de disposiciones: las **generales**, las cuales es posible cumplirlas sin mayores dificultades y se observan comúnmente en estructuras de techo con formas regulares y geométricamente sencillas; y las **específicas**, las cuales se pueden aplicar en techos con condiciones especiales tales como vertientes de tres o más aguas, distribución limitada de apoyos y con aberturas o vanos considerables.

### **Disposiciones generales**

Estas disposiciones son consideradas como básicas para cualquier estructura de techos que conste de un entramado de vigas y largueros y pueden ser suficientes para techos con formas regulares y con distribución uniforme de apoyos. En todo caso, si tales condiciones no se presentan, los lineamientos vistos a continuación son una buena base antes de aplicar cualquier otro criterio específico. Para una mejor apreciación de estos lineamientos se presenta el siguiente procedimiento:

- 1) La disposición básica de elementos comienza con la localización de los apoyos del sistema de techos, que pueden ser columnas o paredes estructurales, además del reconocimiento de las direcciones de las vertientes de la cubierta (ver figura 3.4a).
- 2) Se dispone la ubicación de las vigas de techo apoyadas directamente sobre las columnas o muros y de forma paralela a la vertiente de la cubierta de manera que sean las vigas las que brinden la pendiente especificada (ver figura 3.4b). también es aconsejable colocar vigas de techo a lo largo de la cumbrera y en el contorno del entramado de la estructura de techo en caso de no existir solera de coronamiento o vigas canal.
- 3) Los largueros de techo (correas o polines) se disponen en planta de forma perpendicular a la inclinación de la cubierta y apoyados sobre las vigas de techo en puntos discretos (ver figura 3.4c).





**Figura 3.4. Disposición de elementos estructurales de techo.**

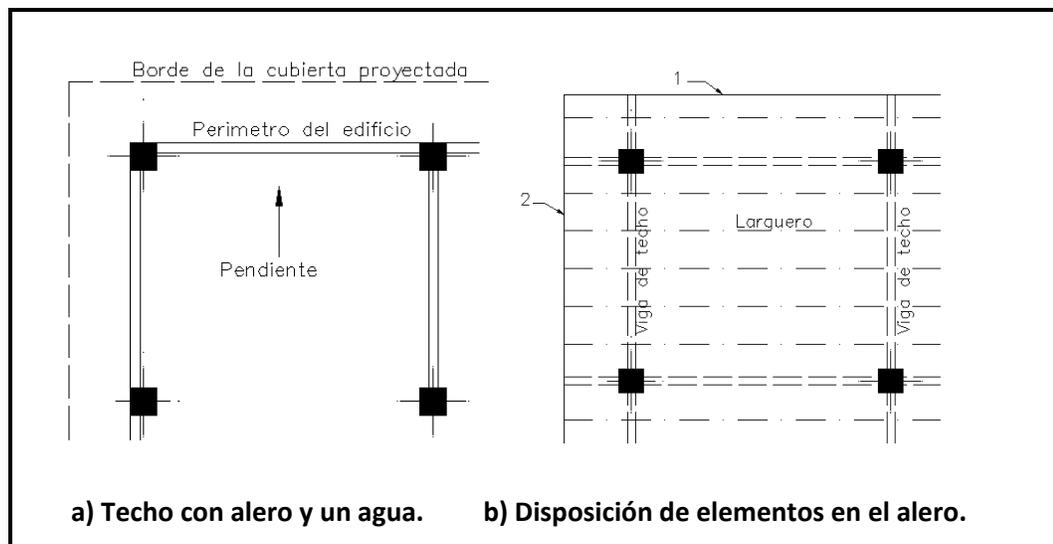
- 4) En algunos casos la magnitud de los claros es elevada y como se expone más adelante es conveniente utilizar armaduras para las cuales también es recomendable colocar los largueros de forma coincidente con los nudos. En estos casos se tiene por lo general largueros ampliamente espaciados y dado que la mayoría de las cubiertas soportan claros pequeños (de 1.6 a 2.0 metros) es aconsejable utilizar viguetas entre los largueros para soportar la cubierta (ver figura 3.4d).
- 5) Se conceptualizan las uniones de los elementos a los apoyos; esto se relaciona con el tipo de elemento de apoyo (columna de concreto reforzado o acero estructural, o bien paredes de concreto reforzado o mampostería) y con los elementos de la estructura de techo (armaduras, vigas de alma abierta o llena). Para esto se debe de tener conocimiento de la disposición de los bordes de la cubierta en cuanto a si posee aleros o no; los detalles expuestos en el Capítulo 2 pueden ser de utilidad para la solución de cada una de los tipos de elementos.

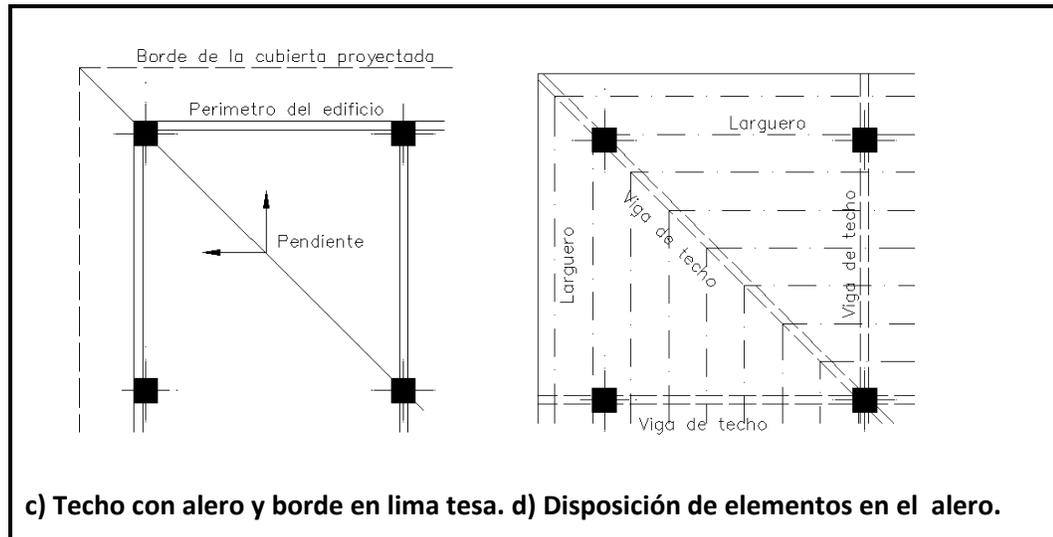
### ***Disposiciones específicas.***

En algunas edificaciones de gran tamaño se observan vanos o aberturas, se proyecta el área de techo con formas de más de tres aguas o bien se proyecta con salientes o aleros de tal manera que existen elementos en voladizo; en estos casos se considera que la disposición de los elementos estructurales requiere de atención especial. En los siguientes párrafos se abordan las disposiciones para casos en que se presenten vanos y aleros que ocasionen circunstancias diferentes a las expuestas en las disposiciones generales de la sección anterior.

Aleros o voladizos. Como se describe en la etapa de configuración geométrica del techo expuesta anteriormente se utilizan aleros en casos que la edificación a proyectar sea aislada, es decir que no haya edificaciones muy próximas a ésta. Dependiendo del tipo de apoyo se puede lograr el alero simplemente extendiendo los elementos que se apoyan.

Por ejemplo si los apoyos son columnas y según la configuración geométrica de la edificación se proyectan aleros en ambas direcciones (ver figura 3.5a) se pueden extender las vigas de techo en la dirección de la pendiente para soportar el elemento 1 y los largueros en dirección perpendicular a esta soportan el elemento 2 (ver figura 3.5b). De manera similar se logra una solución en el caso que se tengan aleros en solo una dirección.





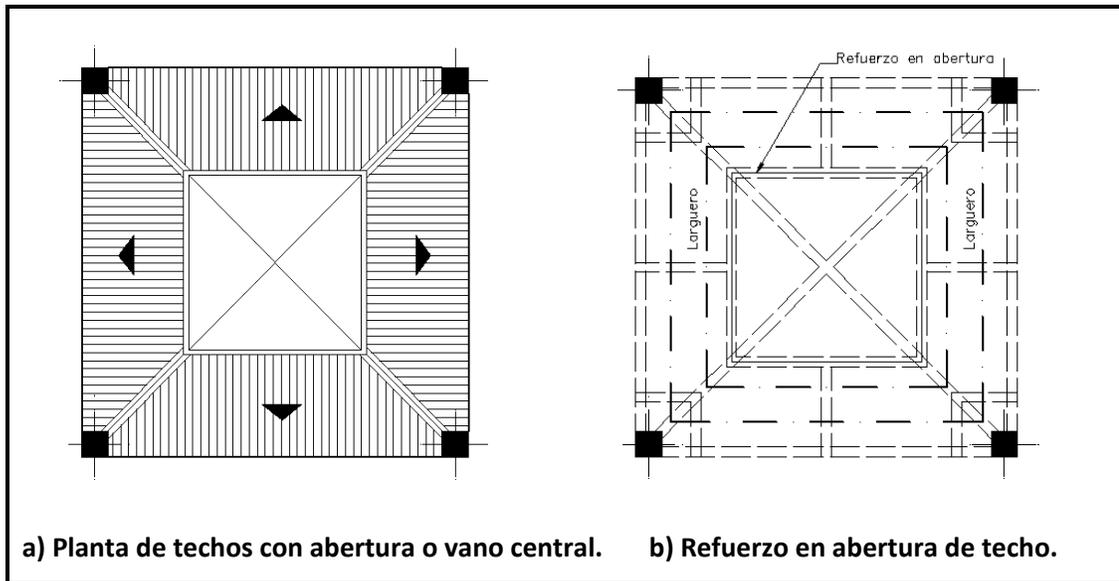
**Figura 3.5. Disposición de elementos estructurales de techo en esquinas con aleros**

Un método para disponer elementos en aleros de techos con faldones en lima tesa, consiste en colocar elementos diagonales (ver Figura 3.5c y d), los cuales definen la arista resultante de la inclinación del techo hacia ambos lados, lográndose así una reorientación del arreglo de elementos. Esta última solución se utiliza con más frecuencia en estructuras de madera que en acero, aunque es posible adoptarla en casos específicos.

*Vanos o aberturas.* Los techos de algunas edificaciones se proyectan con vanos cuando se requiere aberturas para iluminación y ventilación natural y así reducir costos de instalaciones eléctricas y mecánicas; su utilización también está relacionada con aspectos arquitectónicos y de uso. Dichas aberturas no presentan precaución especial alguna si son pequeñas y no requieren la interrupción de un elemento estructural principal, caso contrario deberá prestarse especial atención a tales aberturas.

Por lo general la ubicación de las aberturas grandes en una edificación, se proyectan en coordinación con los requerimientos del sistema total de la edificación, es decir que no es una consideración exclusivamente en techos, salvo que sean aberturas pequeñas que sirven para brindar iluminación natural. Se considera una abertura grande cuando interrumpe la continuidad de un miembro estructural del techo; en tales aberturas debe colocarse un refuerzo en el perímetro. Por ejemplo si se tiene una planta de techos con una abertura como

la mostrada en la Figura 3.6a, se puede reforzar la periferia de la abertura como se muestra en la Figura 3.6b.



**Figura 3.6. Disposición de elementos estructurales de techo con vano o abertura.**

Por último, haciendo referencia a la figura 3.6b se observa que las vigas de techo localizadas a la mitad de los lados de la planta se apoyan en la viga de contorno, lo cual es una solución muy frecuente cuando no existen elementos intermedios en el arreglo de los apoyos, también es posible que en lugar de viga de contorno de la estructura de techo se disponga de vigas de coronamiento o vigas canal.

Con esta parte del diseño conceptual finalizada se define la ubicación relativa de los elementos que conforman la estructura de techo y se conceptualizan las uniones, lo cual sirve de punto de partida para la siguiente parte que es la selección de los elementos metálicos de la estructura de techo.

#### **b) Selección de elementos estructurales.**

Para establecer cuales elementos se utilizarán para conformar la estructura de techo es fundamental conocer las dimensiones de los espacios que cubre el techo y de esta manera determinar los claros libres para cada tipo de elemento. Los espacios definitivamente serán diferentes para cada edificación particular, de manera que para plantear los lineamientos en

esta parte del diseño se muestran los claros libres *más recomendables* para cada tipo de elemento y así realizar una selección aceptable.

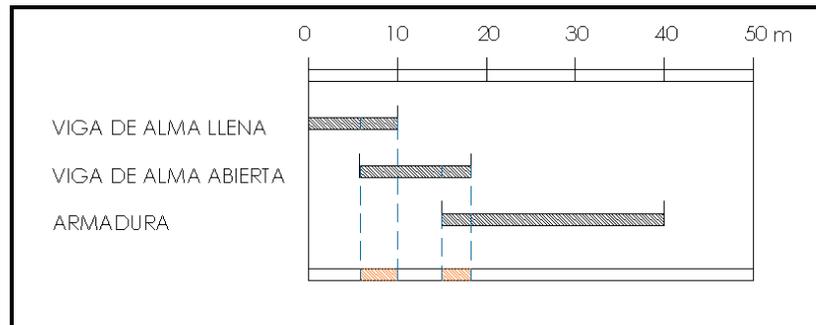
En vigas de techo, la selección entre los elementos más comunes son: armaduras, vigas de alma abierta y viga de alma llena. La descripción de cada uno de ellos se realiza en el Capítulo 2 y en base a lo ahí expuesto se deriva la Tabla 3.3.

**Tabla 3.3. Claro libres recomendables para vigas de techo.**

ELEMENTO	CLARO LIBRE "L" (m)	CLARO LIBRE "L" (pies)
Viga de alma llena	$L \leq 10$	$L \leq 32$
Viga de alma abierta	$6 \leq L \leq 18$	$20 \leq L \leq 60$
Armadura	$12 \leq L \leq 38$	$50 \leq L \leq 125$

Los claros libres expuestos en la tabla anterior son recomendables en base a las dimensiones seguras y acertadas de estos elementos. Seguramente pueden existir edificaciones con claros más grandes o pequeños para estos elementos y que no coincida con la tabla, pero debido a que en esta etapa del diseño la selección es tentativa, es aceptable una primera aproximación en base a esta tabla y posteriormente refinarla luego de desarrollar las siguientes etapas del diseño.

Se observa en la Tabla 3.3 que existen ciertos intervalos de longitud en los cuales existen dos posibles soluciones para seleccionar la viga de techo, estos intervalos son representados en el Diagrama 3.2 de color rojo. En estos intervalos es conveniente evaluar otros aspectos no menos importantes que el claro libre para seleccionar el elemento, tales como economía, funcionalidad, estética y otros.



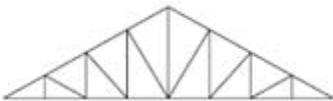
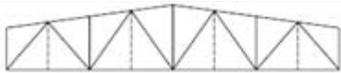
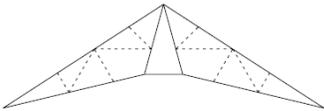
**Diagrama 3.2. Comparación de los claros recomendables.**

Algunas consideraciones a tomar en cuenta sobre los elementos descritos anteriormente y que pueden influir en su selección son expuestos a en los siguientes párrafos:

- ✓ Las vigas de alma llena poseen una elevada resistencia para una variedad muy amplia de secciones de acero lo cual hace más versátil el diseño, a la vez que son elementos prefabricados y se prefieren por agilizar el montaje de la estructura de techo; usualmente representan una solución confiable en edificios de baja altura a base de marcos de acero estructural. Sin embargo, mientras más grandes sean los claros se requerirá de una sección con más peralte y por lo tanto es necesario aligerar el peso de la viga, ya que estas poseen un gran peso por unidad lineal. Por tanto a partir de 10 a 15 metros de claro libre es conveniente evaluar la utilización de estas vigas en estructuras de techo.
- ✓ Las vigas de alma abierta constituyen una solución fiable para el problema de las vigas de alma llena en claros mayores a 10 m, ya que su sistema de celosía y cuerdas representa una configuración adecuada y peso aligerado para claros grandes sin comprometer la capacidad a las solicitaciones. Su utilización es recomendable porque permite el paso de ductos de electricidad y otras instalaciones, reduciendo así el espacio requerido para cielo falso y la altura de la edificación. En el ámbito local por lo general estas vigas son armadas en el sitio lo cual implica más costos.
- ✓ Las armaduras en techos son efectivas para claros aun mayores de los recomendables para vigas de alma abierta, ya que se pueden armar en una gran variedad de configuraciones (ver Capítulo 2) para cubrir distintos valores de claros. Se considera que armar una viga de alma abierta representa un trabajo y costo similar que una armadura para claros mayores de 18 ó 20 metros, por lo que las primeras dejan de ser funcionales en este sentido y se prefiere usar armaduras, logrando de esta manera la selección de una estructura más estable en distintas configuraciones.

Con respecto a las distintas configuraciones de las armaduras y los claros que pueden cubrir, basándose en lo expuesto en el Capítulo 2 resulta la siguiente tabla que contiene los claros recomendables para diferentes configuraciones de armaduras de techo.

**Tabla 3.4. Usos de los diferentes tipos de armaduras en techos.**

ARMADURA	TIPO	CLAROS
	HOWE	$L \leq 30\text{m}$ $L \leq 98\text{pies}$
	WARREN	$12 \leq L \leq 38\text{m}$ $40 \leq L \leq 125\text{pies}$
	PRATT	$12 \leq L \leq 38\text{m}$ $40 \leq L \leq 125\text{pies}$
	FINK	$L \leq 36.5\text{m}$ $L \leq 120\text{pies}$
	POLONCEAU	$L \leq 24\text{m}$ $L \leq 79\text{pies}$
	DIENTE DE SIERRA	$L \leq 15\text{m}$ $L \leq 49\text{pies}$

Las pendientes de las diagonales preferiblemente deben de oscilar entre 30° y 45° con la horizontal. La separación de los nudos por lo general no debe exceder una distancia de 2.4 a 3.4 metros (8 y 11 pies).

**c) Separación de elementos estructurales.**

La separación entre los elementos primarios en estructuras de techo depende esencialmente de la disposición de los miembros que lo soportan, ya sean columnas o paredes y en algunos casos en vigas de coronamiento o vigas canal. Según la conformación de la estructura de techo la distancia de separación entre elementos primarios (vigas de techo) es la misma que el claro libre de los elementos secundarios (largueros), por tanto es necesario hacer las consideraciones necesarias para estructurar de la mejor manera los elementos a partir de este argumento.

En armaduras las separaciones recomendadas son las siguientes: para claros mayores a 10 metros (32 pies) hasta 3.6 metros (12 pies); para claros mayores a 18.3 metros (60 pies) hasta 5 metros (17 pies); para claros mayores hasta 7 metros (23 pies). En sistemas de techo con cubierta ligera la separación puede ser entre 6.1 y 12.2 metros (20 y 40 pies). Un espaciamiento de armaduras relativamente corto produce cargas pequeñas por armadura y en consecuencia secciones más pequeñas para los largueros y miembros de las armaduras, el número de armaduras aumenta y con él el costo de la construcción.

En los largueros, la separación depende del claro a cubrir y de la carga generada por la cubierta por lo cual es muy difícil establecer separaciones sin contar con las condiciones específicas de los largueros. Sin embargo es posible establecer separaciones aceptables para esta etapa del diseño en ciertos intervalos en los cuales los largueros son funcionales, es decir, que no presentan deflexiones excesivas.

Como se expresa en el Capítulo 2, los largueros pueden ser: polines laminados en frío o caliente y polines espaciales, para ambos tipos de polines se establece una distancia de separación aceptable entre 0.6 y 1.8 metros.

En los largueros tipo polín laminado en frío, se pueden tener diversos tipos de perfiles para cubrir un claro, en la Tabla 3.5 y 3.6 se muestran los polines laminados comercializados en el ámbito local (ver Anexo 2.2) con la separación establecida en base al claro.

**Tabla 3.5. Separaciones de polines ordinarios en función del claro.**

Perfil tipo	Calibre 18 (espesor = 1.2mm)		
	Designación	Claro libre (m)	Separación (m)
	3"x1.25"	$L \leq 3.00$	$0.60 \leq S \leq 0.95$
	4"x2"	$3.00 \leq L \leq 4.00$	$0.60 \leq S \leq 1.50$
Perfil tipo	Calibre 16 (espesor = 1.5mm)		
	Designación	Claro libre (m)	Separación (m)
	3"x1.25"	$2.50 \leq L \leq 3.00$	$0.70 \leq S \leq 1.25$
	4"x2"	$3.00 \leq L \leq 4.00$	$0.80 \leq S \leq 1.20$
	5"x2"	$4.00 \leq L \leq 5.00$	$0.80 \leq S \leq 1.25$
	6"x2"	$4.50 \leq L \leq 6.00$	$0.60 \leq S \leq 1.40$

Perfil tipo	Calibre 14 (espesor = 1.9mm)		
	Designación	Claro libre (m)	Separación (m)
	4"x2"	3.50 ≤ L ≤ 4.50	0.75 ≤ S ≤ 1.70
	6"x2"	5.00 ≤ L ≤ 6.50	0.65 ≤ S ≤ 1.50

Los perfiles mostrados en la tabla anterior son los comúnmente usados como largueros en estructuras de techo con claros moderados. La siguiente tabla muestra separaciones y claros de perfiles comúnmente usados en claros grandes.

**Tabla 3.6. Separaciones de polines de 8" en función del claro.**

Perfil tipo	Designación	Calibre	Claro libre (m)	Separación (m)
	8"x2"	16	5.50 ≤ L ≤ 7.50	0.60 ≤ S ≤ 1.60
	8"x2"	14	6.00 ≤ L ≤ 8.00	0.65 ≤ S ≤ 1.50
	8"x2"	12	6.50 ≤ L ≤ 9.00	0.60 ≤ S ≤ 1.55
	8"x2"	10	7.00 ≤ L ≤ 9.50	0.60 ≤ S ≤ 1.50
Perfil tipo	Designación	Calibre	Claro libre (m)	Separación (m)
	8"x2"	16	7.00 ≤ L ≤ 9.50	0.60 ≤ S ≤ 1.50
	8"x2"	14	7.50 ≤ L ≤ 10.00	0.65 ≤ S ≤ 1.50
	8"x2"	12	8.00 ≤ L ≤ 11.00	0.65 ≤ S ≤ 1.65
	8"x2"	10	8.50 ≤ L ≤ 11.50	0.65 ≤ S ≤ 1.60

Los polines espaciales, debido a que son elementos armados, no cuentan con perfiles estándares con los cuales sea posible establecer intervalos de separaciones; en este contexto solo es posible recomendar su utilización a partir de claros mayores a **6 metros** con un intervalo de separaciones entre 0.6 y 1.8 metros.

**d) Dimensionamiento preliminar.**

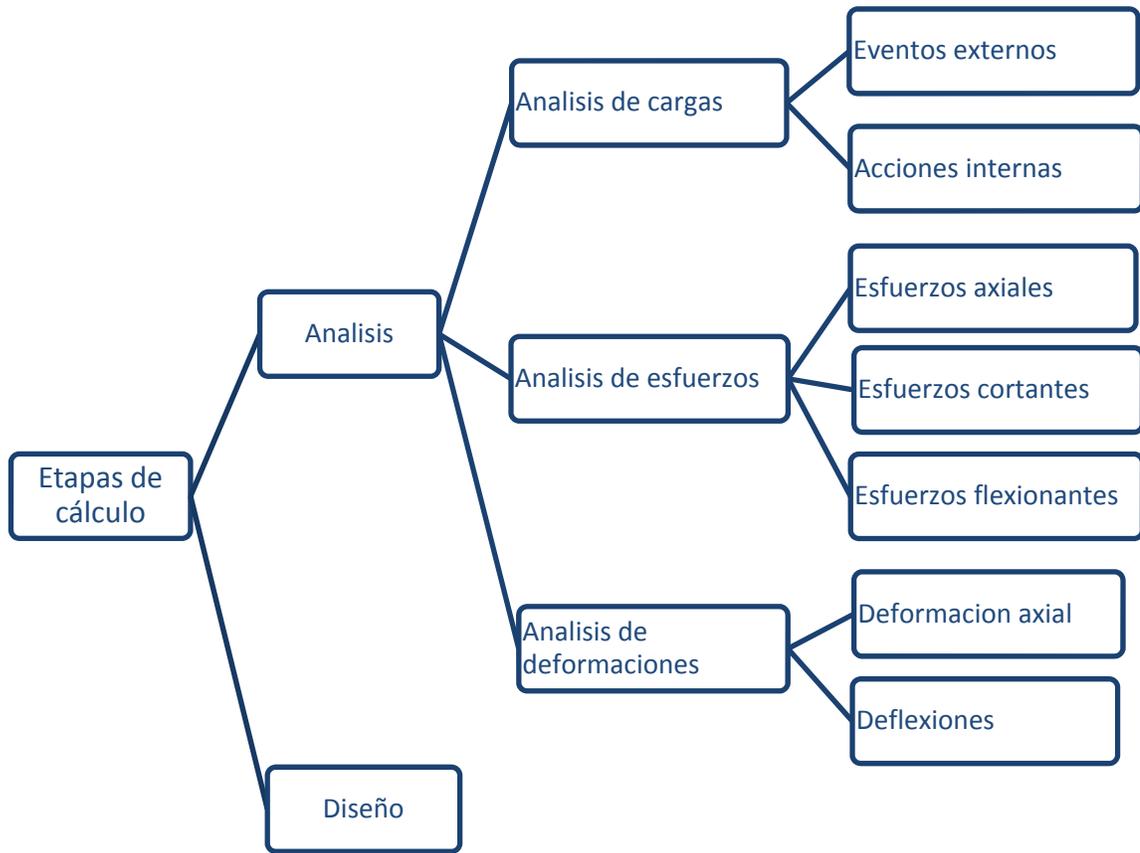
Esta parte de la estructuración es importante ya que define en gran parte los resultados de la fase numérica, si una estimación desproporcionada del dimensionamiento preliminar se

presenta puede resultar elementos no funcionales y altamente reforzados. Básicamente cualquier dimensionamiento preliminar o predimensionamiento se basa en relaciones de esbeltez de los elementos, en este caso sometidos a flexión en su mayoría. Nuevamente es importante indicar que los resultados en esta parte del diseño son preliminares y que los resultados de los cálculos en la siguiente fase establecerán las dimensiones definitivas de los elementos.

- ✓ Para largueros tipo polín laminado en caliente o en frío se acepta un peralte de **1/30** a **1/24** veces el claro ( $l/30 \leq d \leq l/24$ ). En largueros tipo polín espacial el peralte recomendable es de **1/20** a **1/24** veces el claro libre ( $l/24 \leq d \leq l/20$ ).
- ✓ En vigas de alma llena no es esencial hacer una selección preliminar del peralte, ya que en la misma etapa del diseño se determina en base a la solicitación sobre el elemento.
- ✓ En vigas de alma abierta se acepta un peralte de **1/24** veces el claro libre ( $d = l/24$ ).
- ✓ En armaduras se considera adecuado una altura de **1/5** a **1/10** veces el claro libre en armaduras tipo cuchilla (la cuerda inclinada y la cuerda inferior concurren en el extremo de la armadura) ( $l/10 \leq d \leq l/5$ ), y una altura de **1/10** a **1/8** veces el claro libre en el extremo de las armaduras peraltadas en los extremos ( $l/8 \leq d \leq l/10$ ).

#### **3.4. FASE DE ANALÍTICA (FASE DE CÁLCULO) APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO.**

Luego de conceptualizar geoméricamente y de establecer la disposición de los elementos estructurales que conforman la estructura de techo, se continúa con la etapa de cálculo, la cual consta a su vez de dos partes: el análisis y el diseño (ver Diagrama 3.3). Es importante notar que el análisis y el diseño de los elementos de estructuras de techo que va después de la etapa conceptual son preliminares, ya que se seleccionan componentes estructurales y sus dimensiones de manera tentativa y es probable que, en base a los resultados del análisis y diseño, se tenga que modificar la selección previamente hecha. Sin embargo, se puede lograr la optimización en el proceso si se selecciona previamente los elementos estructurales más convenientes en la fase conceptual.



**Diagrama 3.3. Partes de la etapa de cálculo.**

Las partes de las que consta la etapa de cálculo son descritas a continuación. En la etapa de análisis se hace referencia en las cargas posibles a las que esté sometida la estructura de techo, además del comportamiento de la estructura y sus elementos bajo estas cargas, para determinar de esta manera las acciones internas y posteriormente evaluar los esfuerzos y deformaciones producidos.

#### **3.4.1. ETAPA DE ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS DE TECHO.**

En esta etapa se determina la respuesta de la estructura ante sollicitaciones o cargas a la que está sometida, esto es, la determinación de fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones en los

elementos estructurales, que son resultado de la acción de cargas externas. Puesto que en esta etapa se realizan cálculos, se requiere idealizar la estructura real en un modelo teórico el cual sea posible de analizar con métodos de cálculo favorables; además también se requiere determinar las acciones de diseño, es decir sus valores y la manera en cómo se aplican a la estructura, esto se logra basándose en los reglamentos y códigos de diseño; luego de esto se procede al análisis propiamente dicho, es decir, la cuantificación de las acciones internas (fuerza axial, cortante, momentos flectores o torsión), la evaluación de esfuerzos, y el cálculo de las deformaciones en los elementos en base a los esfuerzos a los que están sometidos.

#### **3.4.1.1. Análisis de cargas**

##### ***a) Evaluación de cargas externas.***

En esta parte se describen todos los agentes externos a la estructura que inducen fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones en ella, estos pueden ser agentes ambientales por ejemplo viento, sismo, peso propio, etc. Existen muchas clasificaciones de cargas o acciones sobre una estructura a partir de diferentes puntos de vista. Las más comunes son basándose en su origen y su duración e intensidad en el tiempo.

##### ✓ Clasificación según su origen:

- Debido a la acción de la gravedad: carga muerta (D) y carga viva (L).
- Cargas debido a sismo (E).
- Cargas debido al viento (W).

##### ✓ Clasificación según su duración e intensidad:

- Acciones permanentes: Son las que actúan de manera continua en la estructura, y su intensidad no tiene variación significativa en el tiempo. Ejemplo de este tipo es la carga muerta (D).
- Acciones variables: Son las que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo; por ejemplo la carga viva (L) y los efectos de temperatura (T).

- Acciones accidentales: estas cargas no están asociadas al funcionamiento de la estructura y pueden alcanzar intensidades significativas en breves lapsos de tiempo; por ejemplo las acciones debido a sismo (E) y viento (W).

Las tipos de carga considerados en este apartado son las cargas gravitacionales (carga muerta y viva) y las cargas accidentales (sismo y viento), ya que son las cargas que más comúnmente se imponen a una estructura de techo y de esta manera están consideradas en el **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones”** de la República de El Salvador.

#### **I. Cargas gravitacionales.**

##### **Carga muerta (D).**

Son las cargas generadas por el peso propio tanto de elementos estructurales (vigas de techo, largueros, etc.) como de elementos no estructurales (cubierta, cielo falso, instalaciones hidráulicas y eléctricas, etc.), que ocupan una posición fija y gravitan de manera constante sobre la estructura sin alguna variación significativa de su peso en el tiempo.

La cuantificación de la carga muerta por lo general se obtiene de manera sencilla, ya que solo se requiere de la información referente a los pesos volumétricos, por unidad de área y lineal de los materiales que conforman los elementos estructurales y no estructurales. El anexo 2.1 enlista los pesos por unidad de área de las cubiertas comúnmente utilizadas en el ámbito local, las cuales pueden ser de utilidad para la determinación de la carga muerta aplicada a elementos de estructura de techo.

##### **Carga viva (L).**

Las cargas vivas están relacionadas con el uso y ocupación de la estructura; debido a su naturaleza variable, incluye todo aquello que no tiene posición fija y definitiva. Se identifican dos clases: cargas móviles (mantenimiento y reparaciones) y cargas de movimiento (grúas sobre vigas carril). Para la valuación de la carga viva en el análisis de estructuras de techo se toma el valor recomendado en el **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones”**, según la tabla 3.7.

**TABLA 3.7. Cargas vivas unitarias mínimas, Kg/m<sup>2</sup>**

DESTINO DEL PISO O CUBIERTA	$q$	$q_a$	$q_m$
Cubiertas y azoteas con pendientes no mayor de 5%.	15	50	100
Cubiertas y azoteas con pendientes mayor de 5%.	5	0	20

En la tabla se utiliza la carga viva máxima ( $q_m$ ) para el análisis de cargas de gravedad, la carga viva instantánea ( $q_i$ ) para el análisis sísmico y de viento, y la carga viva media ( $q$ ) para el cálculo de asentamientos diferidos. La carga viva se considera uniformemente distribuida sobre el área tributaria de cada elemento, entendiéndose por área tributaria el área que incide con su carga unitaria sobre el elemento en referencia<sup>8</sup>.

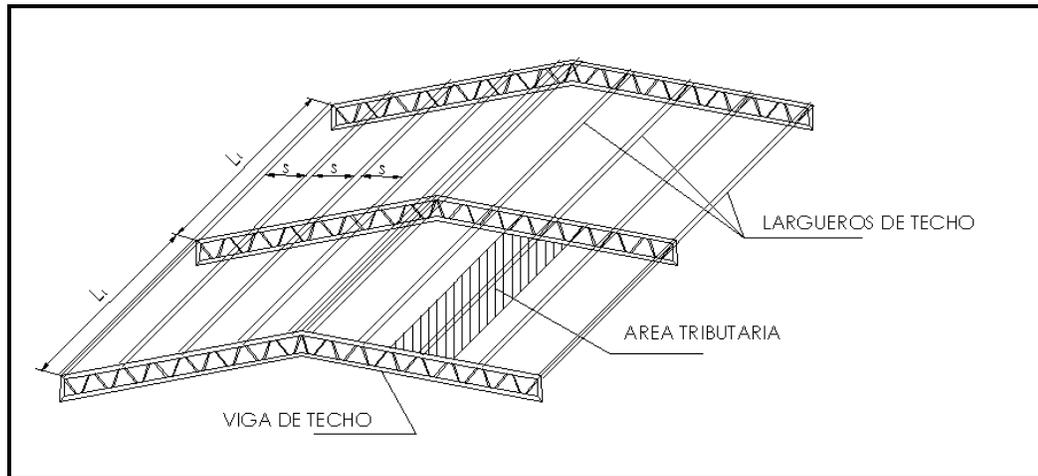
#### ***Transmisión de cargas gravitacionales***

Las cargas gravitacionales en un sistema de techos se transmiten a los elementos de la estructura principal mediante un proceso llamado bajado de cargas; esto es la determinación de las cargas (vivas y muertas) que soportan cada uno de los elementos estructurales del sistema.

El proceso, que es similar al utilizado en los sistemas de piso (losas de piso), empieza con la distribución de las cargas vivas sobre la cubierta (figura 3.7), y ésta sumada con el peso propio se transmite a los largueros de techo en forma de carga uniformemente repartida sobre su longitud (figura 3.8a), estos a su vez transmiten esta carga más la de su propio peso a las vigas de techo en forma de cargas puntuales en los puntos de conexión con estas para finalmente transmitir las a los elementos de apoyo (figura 3.8b).

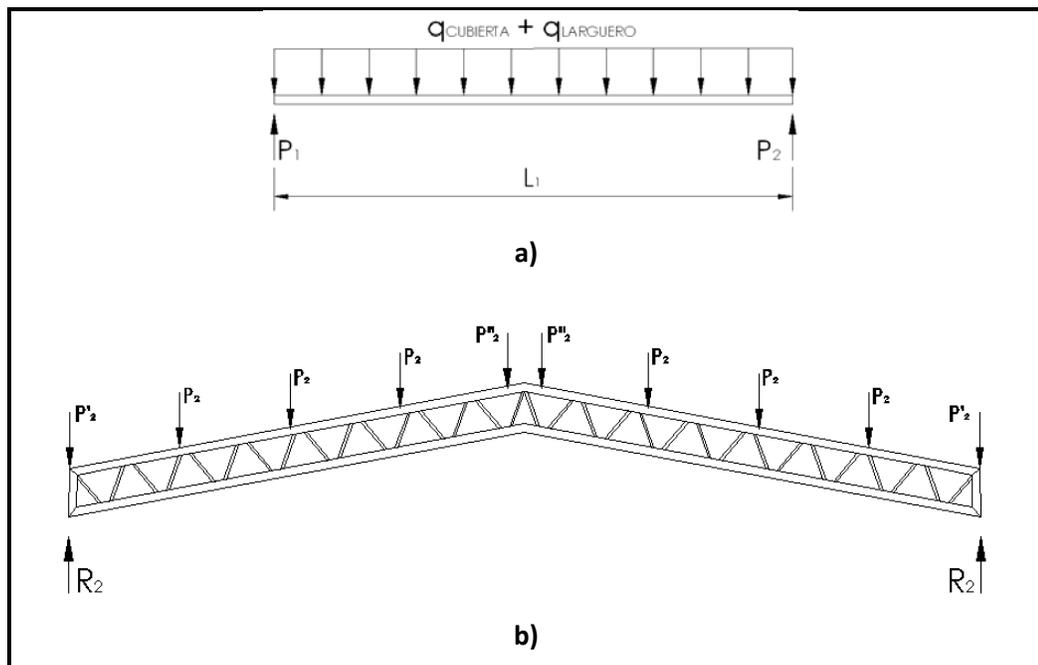
---

<sup>8</sup> Reglamento para la Seguridad Estructural de Las Construcciones (1997), Ministerio de Obras Publicas, República de El Salvador.



**Figura 3.7. Área tributaria sobre larguero de techo.**

En la figura anterior se ha ejemplificado con un sistema de techo que consiste en tres vigas de techo de alma abierta separadas una distancia  $L_1$  y largueros separados una distancia  $S$ . La viga intermedia se ha referenciado como 2. La reacción en el larguero  $P_2$  es transmitido a esta viga; es importante notar que el larguero en la figura 3.8a no es un larguero de extremo que transmite una carga  $P'_2$ , también es diferente de la reacción transmitida por los largueros en la cercanía de la cumbre  $P''_2$ .

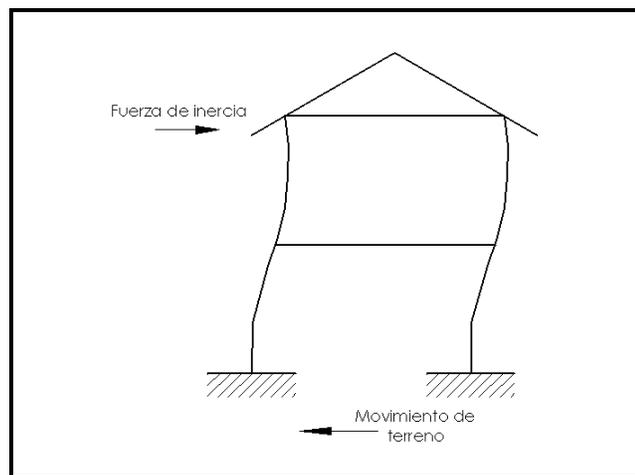


**Figura 3.8. Cargas gravitacionales sobre a) Largueros y b) Viga de techo.**

## II. Cargas accidentales.

### Carga de sismo (E).

Los efectos de los movimientos sísmicos sobre las edificaciones son transmitidos a través del suelo sobre el cual se apoya; la base de la edificación tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base (ver Figura 3.9). Es así como se inducen fuerzas inerciales sobre las edificaciones producidas por sismos, las cuales son de sentido contrario al movimiento del suelo. Analizar las edificaciones bajo efectos de sismo es una labor muy compleja que requiere de simplificaciones para tomar parte del diseño estructural de éstas.



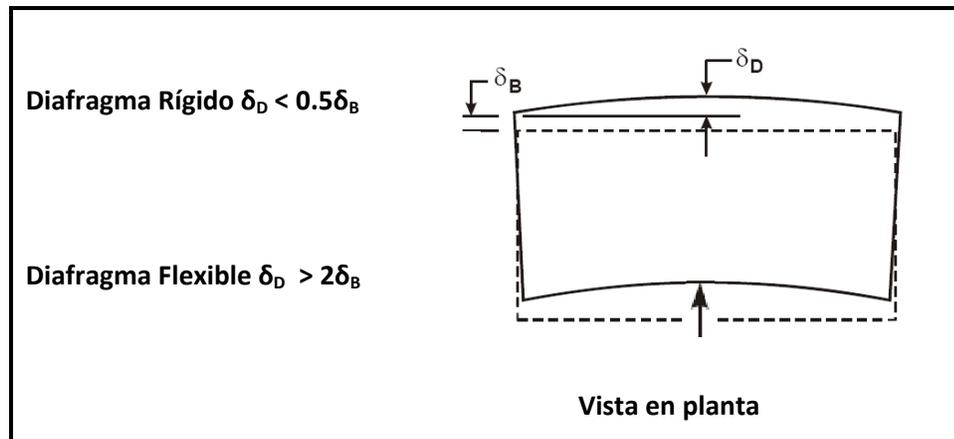
**Figura 3.9. Fuerza de inercia producida por el movimiento sísmico.**

Las fuerzas sísmicas en edificios no dependen solamente de la intensidad del movimiento sísmico sino también de las propiedades de toda la estructura en conjunto, tales como su masa, rigidez y regularidad en su geometría, entre otras, que afectan de forma preponderante la respuesta dinámica de la edificación.

### ***Comportamiento de las estructuras de techos ante fuerzas sísmicas.***

Los sistemas de techos como parte de una edificación influyen en su respuesta dinámica; en su calidad de diafragma, *se encargan de transmitir las fuerzas inducidas por sismo a los elementos verticales resistentes a cargas laterales.* El análisis entonces radica en la determinación si el

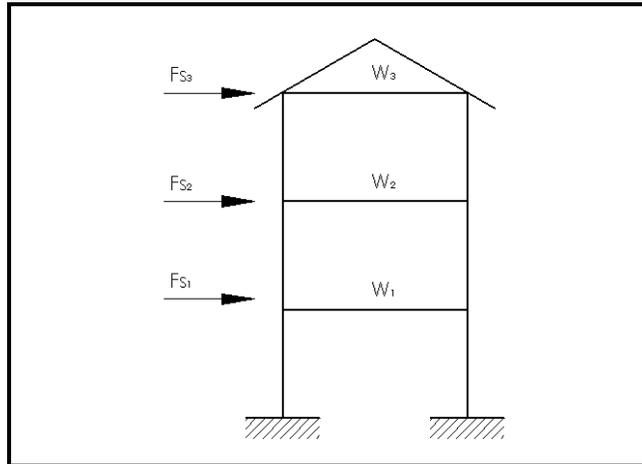
sistema de techos se comporta como un diafragma rígido o flexible (ver Capítulo 2); muchos autores coinciden en que un diafragma flexible es aquel en el que su deformación ( $\delta_D$ ) es más de dos veces que la deriva de entrepiso promedio del sistema resistente a cargas laterales paralelo a la dirección en cuestión ( $\delta_B$ ) (ver Figura 3.10).



**Figura 3.10. Criterio para determinar si un diafragma es flexible o rígido.**

Retomando lo indicado en el capítulo anterior, si el techo (diafragma flexible) se comporta como diafragma rígido, transmitirá la carga de sismo a los elementos verticales conforme a sus rigideces en el plano de la fuerza; caso contrario (diafragma flexible) las transmitirá en proporción a su área tributaria, es decir, actuará entonces sobre el elemento una carga horizontal, que es proporcional a la suma de las cargas verticales que actúan directamente sobre ella (cantidad de masa tributaria).

La fuerza sísmica sobre el diafragma de techo es determinada por el procedimiento *estático lineal* indicado en la “**Norma Técnica para Diseño por Sismo**” del “**Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones en El Salvador (1997)**”, con las limitaciones ahí expuestas. Se considera el techo como un nivel de la estructura (Figura 3.11) y se le asigna una fuerza debido a sismo ( $F_{S3}$ ) la cual distribuirá a los elementos verticales que resisten sismo, ya sea como diafragma rígido o flexible.



**Figura 3.11. Distribución de la fuerza sísmica en altura incluyendo el nivel de techo.**

Frecuentemente en un comienzo no se tiene la certeza si un diafragma es flexible o rígido, aun con las consideraciones expuestas en el capítulo anterior, ya que en ocasiones la rigidez en el plano del diafragma es similar a la de los elementos verticales resistentes. Para esto se asume conservadoramente que el diafragma es rígido y se realiza la distribución de carga en base a esta suposición, luego se calcula la deriva que corresponde y se le compara con la deformación del diafragma en el plano de la fuerza.

Hasta ahora sólo se ha considerado el comportamiento de la estructura de techo en la distribución de la fuerza sísmica a los elementos resistentes a cargas laterales. En la sección **6.2.4** de la “Norma Técnica para Diseño por Sismo” del “Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones en El Salvador (1997)”, se establece que los diafragmas de piso y de techo deben diseñarse para resistir las fuerzas calculadas de la siguiente expresión:

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n W_i} W_{px} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

$F_{px}$  = Fuerza lateral aplicada al elemento x.

$F_t$  = Fuerza concentrada en la cubierta o fuerza de látigo.

$F_i$  = Fuerza sísmica aplicada en los niveles i.

$W_i$  = Peso de los niveles i.

$W_{px}$  = Peso del elemento x.

Es importante notar que la fórmula se utiliza tanto para diafragmas de piso (losas de entrepiso) y techo; la fuerza ( $F_{px}$ ) de la ecuación se aplica a los elementos estructurales que componen el diafragma, en el caso de diafragma de techo el factor resultante que multiplica al peso del elemento ( $W_{px}$ ) es la fuerza de látigo ( $F_t$ ) sumada a la fuerza sísmica en el diafragma de techo ( $F_{s3}$  en la figura 3.11), esto dividido por el peso del diafragma de techo ( $W_3$  en la figura 3.11). Según la “**Norma Técnica para Diseño por Sismo**” la fuerza concentrada en la cubierta o fuerza de látigo se calcula de la siguiente manera:

$$F_t = 0.07TV_{basal} \leq 0.25V_{basal} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

$$F_t = 0, \text{ si } T \leq 0.7 \text{ seg}$$

Donde:

$T$  = Periodo fundamental de vibración de la edificación

$V_{basal}$  = Cortante basal

Además en la Norma citada se establece que:

$$0.35AIW_{px} < F_{px} < 0.75AIW_{px} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde:

$A$  = Factor de zonificación sísmica

$I$  = Factor de importancia de la edificación

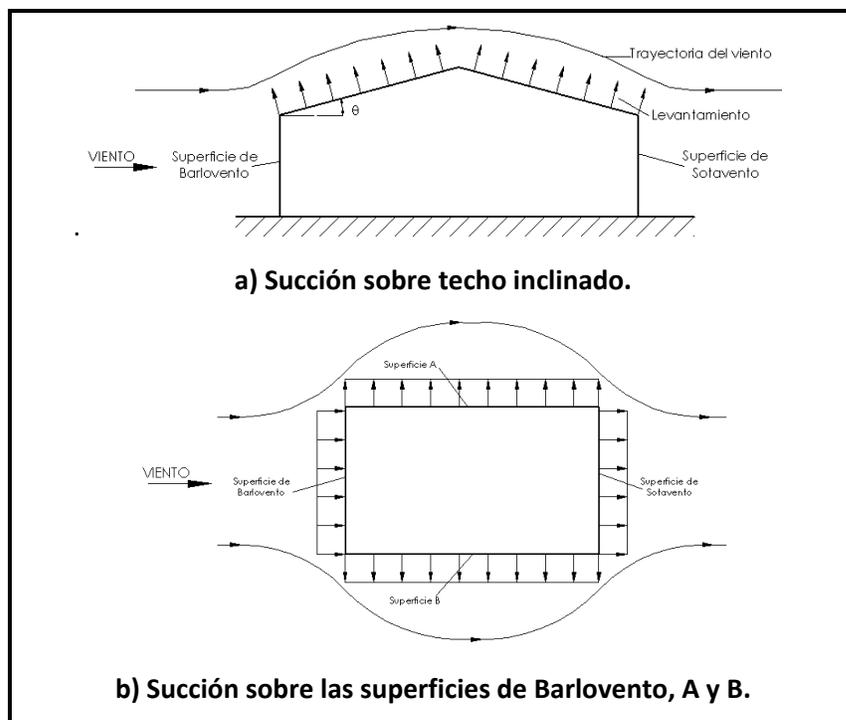
Conservadoramente se puede utilizar directamente estos límites de la fuerza  $F_{px}$  indicados en la Norma para establecer la fuerza sísmica para el diseño de los elementos.

### **Carga de viento (W)**

La fuerza generada por el viento sobre las estructuras es difícil de cuantificar con exactitud debido a la naturaleza variable del viento. Atendiendo el comportamiento del viento como fluido es posible llegar a establecer cargas razonables en función de la velocidad del viento; estas cargas sobre las edificaciones varían según su ubicación geográfica, altura sobre el nivel del suelo, tipo de terreno y tipo de estructura en sus alrededores.

Se considera que una edificación con un periodo natural pequeño (menor que 1 segundo) el viento no produce una respuesta dinámica, por lo tanto es posible determinar la fuerza del viento como carga estática. En edificaciones en las cuales la carga debido al viento es considerable se debe garantizar que las conexiones sean suficientemente fuertes para resistir las fuerzas externas e internas producidas., además de un adecuado diseño de los elementos de recubrimiento.

El viento genera en las edificaciones empujes y succiones estáticas. En la Figura 3.12a la superficie que recibe directamente la presión del viento se denomina *Barlovento* (empuje) y la opuesta *Sotavento* (succión). Cuando el viento pasa sobre el techo con inclinación debe incrementar su velocidad para mantener la continuidad del flujo, esto genera que la presión sobre el techo se reduzca y hace que el viento produzca una succión que puede ser capaz de levantar una cubierta sin un anclaje adecuado. Una acción similar se produce en las superficies paralelas a la dirección del viento y la superficie de Sotavento, al incrementarse la velocidad del viento cuando pasa alrededor de la edificación (ver Figura 3.12b).



**Figura 3.12. Efecto del viento sobre edificaciones.**

La cuantificación de la carga ejercida por el viento se realiza a partir de la ecuación:

$$P = \frac{mv^2}{2} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

La cual representa la presión que proviene de energía cinética de las partículas de aire en movimiento cuando chocan con una superficie. Se observa entonces que la presión debido al viento es proporcional al cuadrado de su velocidad, la cual varía según la ubicación geográfica y altura sobre el terreno. En la **“Norma Técnica de Diseño por Viento”** del **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones en El Salvador”** se indica que la velocidad utilizada para determinación de la presión básica de diseño es de **75 km/h**; utilizando la fórmula empírica de la Ecuación 3.5 se obtiene que la presión básica de diseño  $P_0$  se toma como **30 kg/m<sup>2</sup>**.

$$P_0 = 0.0048V^2 \quad (\text{Ec. 3.5})$$

La presión básica de viento es afectada por factores que consideran las variaciones en la exposición de la edificación, su altura y tipo de estructura. La presión se calcula de la siguiente manera:

$$P = C_p C_z K P_0 \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Según la **“Norma Técnica de Diseño por Viento”** del **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones en El Salvador”** (Ver anexo 3.1), los factores ( $C_z$ ) y ( $K$ ) se determinan a partir de la tabla 3.8, en donde “a” es un factor adimensional cuyo valor depende de la zona de ubicación de la estructura y se utiliza en el cálculo del factor de corrección por altura  $C_z$ .

$$C_z = 1.0, \text{ para } Z \leq 10 \text{ m} \quad (\text{Ec. 3.7 a})$$

$$C_z = \left(\frac{Z}{10}\right)^{2/a} \text{ para } Z > 10 \text{ m} \quad (\text{Ec. 3.7 b})$$

**Tabla 3.8. Factores de corrección K y a.**

FACTORES	ZONA		
	A	B	C
K	0.65	1.0	1.6
a	1.60	4.5	7.0

El factor de presión ( $C_p$ ) se calcula de acuerdo al tipo de edificación, ya sea cerrada o abierta, estas últimas se consideran si la suma de las áreas de las aberturas excede el 30% de la superficie correspondiente. En estructuras cerradas se toman los siguientes valores:

**Tabla 3.9. Factor de corrección  $C_p$ .**

Techos inclinados con acción perpendicular a la superficie	$C_p$
- Lado de sotavento	-0.7
- Lado de barlovento	
$\theta < 30^\circ$	-0.7
$30^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$	$\pm 0.4$
$\theta > 50^\circ$	+0.8

Los diferentes tipos cargas que afectan las estructuras de techos se aplican de manera simultánea a esta bajo ciertas combinaciones establecidas en los códigos y especificaciones, en este estudio se considerarán las combinaciones de cargas indicadas en las especificaciones del **AISC 2005 3era Edición**, y serán detalladas más adelante.

**b) Análisis estructural (acciones internas).**

Para obtener los esfuerzos a los que están sometidos los elementos constituyentes de estructuras de techos, es necesario tener el conocimiento de las acciones internas producidas por la aplicación de las cargas externas (descritas en el apartado anterior). Tales acciones internas están relacionadas con la disposición de los miembros y su magnitud depende la sollicitación sobre estos.

Las fuerzas internas en todos los miembros deben de ser capaces de mantener en equilibrio las fuerzas externas, por lo tanto, la manera de determinarlas (y el tipo de esfuerzos asociado con

ellas) es a través de un análisis de equilibrio de las estructuras de techo bajo cargas externas. En este apartado se realiza un análisis del comportamiento de los diferentes elementos que conforman la estructura de techo para establecer las fuerzas internas producidas y con ello el tipo de esfuerzo y deformación asociado.

### I. Elementos primarios.

#### ✓ Vigas de alma llena.

Las vigas de alma llena utilizadas en techos son por lo general perfiles laminados en caliente tipo W (ver capítulo 2), esto es debido a que se prefiere que la viga de techo posea por lo menos un eje de simetría en su sección transversal, aunque se observan secciones tipo C en donde las cargas son menores y la pendiente del techo no es grande. El tipo de sección influye en el comportamiento de la viga en fenómeno del pandeo lateral torsional descrito más adelante.

El análisis de las vigas descrito en esta sección se aplica a cualquier viga independientemente de su sección transversal, ya que se basa en procedimientos de la mecánica. Las vigas de alma llena usadas como vigas de techo son usadas frecuentemente en edificios industriales de baja altura, los cuales están formados por columnas conectadas rígidamente con las vigas de techo (ver figura 3.13a).

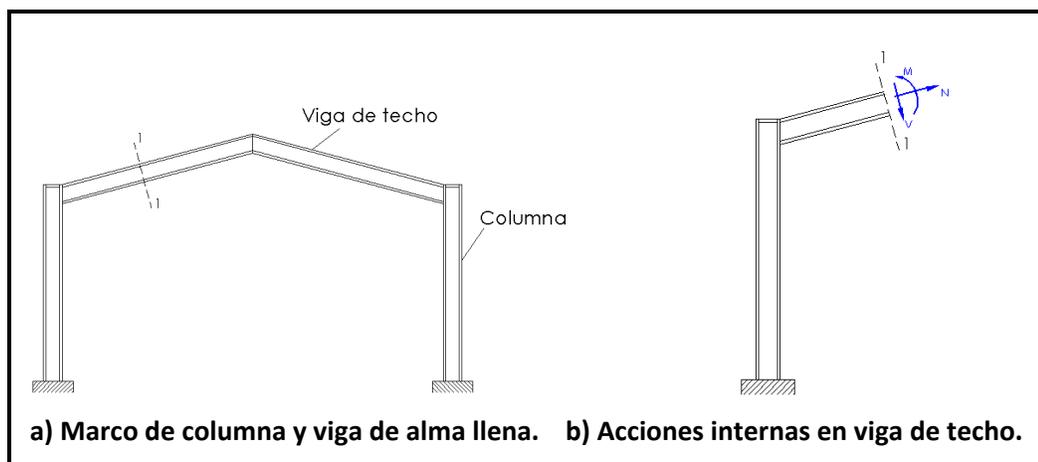


Figura 3.13. Viga de alma llena en un marco.

Bajo estas condiciones la viga de techo debe analizarse con todo el marco formado con las columnas; se requiere entonces de un análisis que tome en cuenta las condiciones de indeterminación del marco para el cálculo de las fuerzas internas en los miembros. Independientemente del procedimiento llevado, las acciones internas en las vigas de techo son carga axial, fuerza cortante y momento flector (ver figura 3.13b).

✓ Vigas de alma abierta.

Las vigas de alma abierta se analizan como elementos simplemente apoyados bajo flexión y solo en casos en que la pendiente sea pronunciada se pueden considerar los efectos de las fuerzas axiales. En las vigas de alma abierta las cuerdas absorben el par de flexión y la celosía absorbe y transmite el cortante a los apoyos. Bajo cargas de gravedad la cuerda superior se somete a compresión y la inferior a tensión, esta situación se puede invertir en el caso de carga de viento, la cual genera fuerzas normales a la pendiente del techo. Debido a que las cuerdas no presentan una componente significativa en la dirección del cortante, este es tomado por la celosía en compresión o tensión.

Considérese la viga de alma abierta simplemente apoyada de la figura 3.14a sometida a cargas gravitacionales, en la cual se traza un corte 1-1 que coincide con un nudo. Las cuerdas absorben los esfuerzos axiales inducidos por el par interno  $M$ , entonces el valor de las fuerzas son:

$$T = C = M/d \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Donde:

$T$  = Fuerza interna de tensión

$C$  = Fuerza interna de compresión

$d$  = peralte efectivo de la viga (ver figura 3.14b)

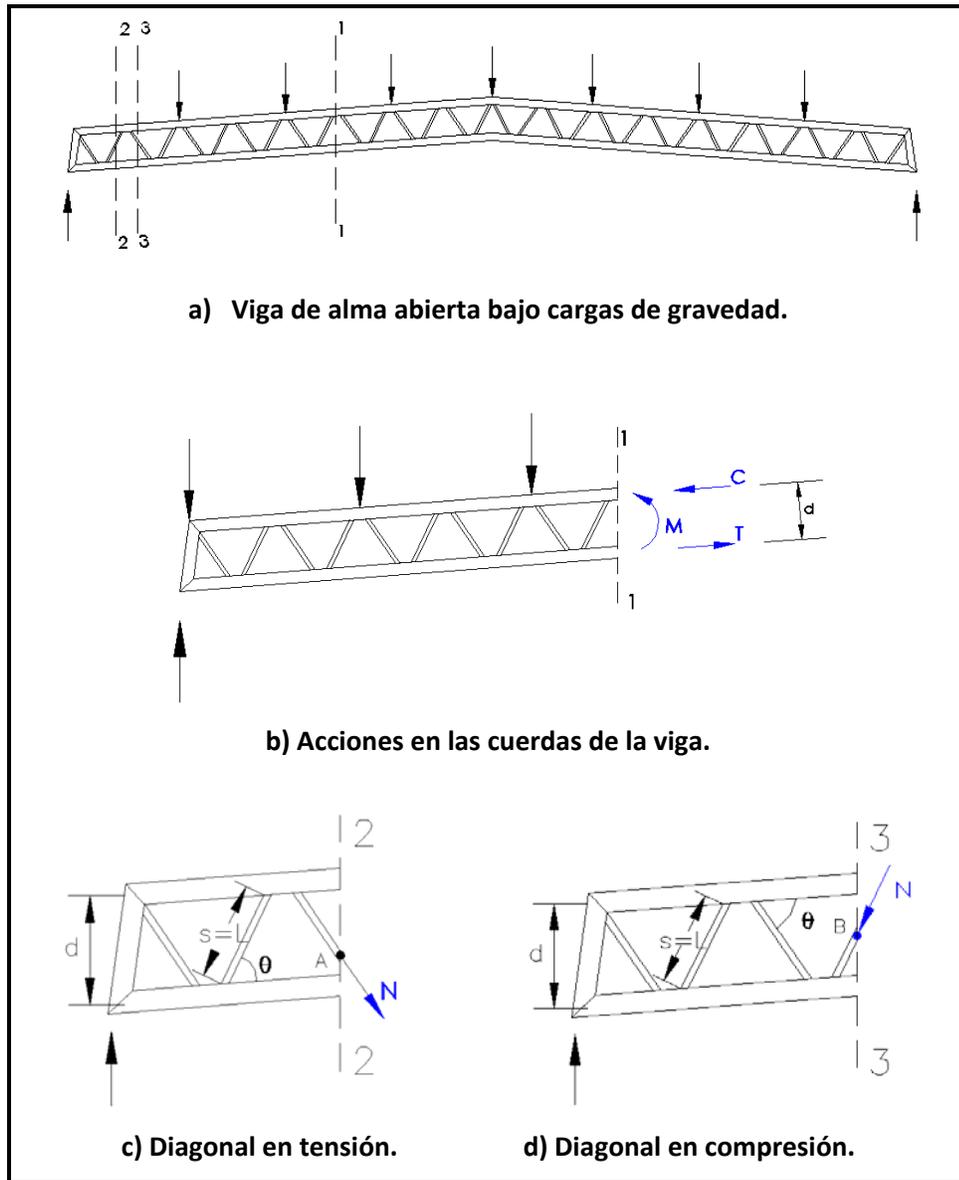


Figura 3.14. Acciones sobre viga de alma abierta bajo cargas de gravedad.

El corte 2-2 de la figura 3.14a pasa a través de una barra de celosía. Despreciando la contribución de las cuerdas para soportar el cortante y considerando que el cortante máximo ( $V$ ) se localiza en los extremos de la viga, se observa entonces que la barra de celosía absorbe una fuerza axial ( $N$ ) (ver figura 3.14c), a partir del equilibrio del punto A se determina que:

$$N = V / \text{Sen}\theta = (V \times s) / d \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Donde:

$s$  = longitud de la celosía

$d$  = separación entre cuerdas

En el caso se muestra una fuerza a tensión sobre la barra. En el corte 3-3 se observa que la diagonal de la celosía se encuentra sometida a compresión; esta es la condición de diseño ya que es más crítica la compresión en miembros de acero.

### ✓ Armaduras

Este tipo de estructura se analiza como simplemente apoyada en sus extremos, se comporta en su totalidad como una viga de alma llena: las cuerdas funcionan como los patines y absorben los efectos inducidos del par interno y los miembros del alma (diagonales, montantes y tirantes) toman el papel del alma sólida de la viga que absorbe el cortante y lo transmite a los apoyos. Los miembros de las armaduras son rectos y relativamente cortos, están conectados por pasadores sin fricción y su peso es irrelevante, por esto son considerados miembros bajo esfuerzo directo o carga axial, es decir, bajo cargas externas los miembros de la armadura únicamente se alargan ó acortan debido al efecto combinado de los apoyos y las cargas. Es importante que las cargas provenientes de los largueros se apliquen a la armadura en sus nudos, caso contrario se deberá considerar la flexión de la cuerda superior de la armadura.

Bajo estas consideraciones se puede analizar una armadura en los puntos de unión de sus miembros como una partícula en equilibrio (método de los nudos), o equilibrando las fuerzas internas de una sección de la armadura con las externas (método de las secciones).

Considérese la armadura mostrada en la figura 3.15a, se traza un corte a través las barras BD, BE y CE. Las fuerzas externas en la porción izquierda del corte ( $R_1$  y  $Q_1$ ) deben estar en equilibrio con fuerzas internas ( $N_1$ ,  $N_2$  y  $N_3$ ) según la figura 3.15b. De la misma manera, si se considera la articulación en el punto B se debe equilibrar todas las fuerzas internas que llegan a ese punto con las externas si las hay (figura 3.13c).

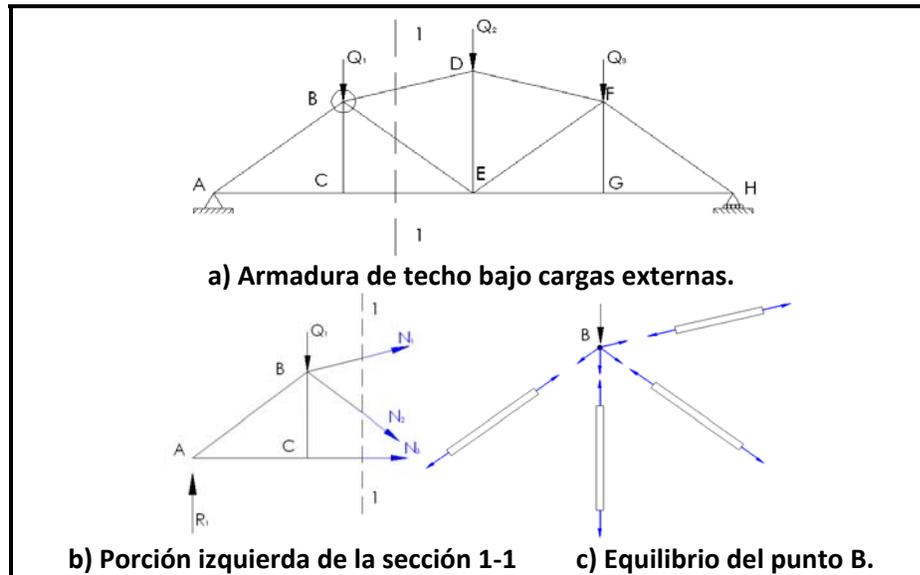


Figura 3.15. Análisis de fuerzas internas en miembros de armaduras.

En la figura anterior se asumen las fuerzas a tensión aunque, dependiendo de los resultados pueden ser también a compresión. El análisis depende preponderantemente de que las fuerzas axiales en los miembros coincidan en el punto de unión, esto indica que el eje centroidal de cada uno de los miembros concurre en un punto. En las armaduras de techo las uniones entre miembros pueden ser atornilladas o soldadas, es importante entonces lograr esta concurrencia de los ejes de cada miembro (ver figura 3.16 y 3.17).

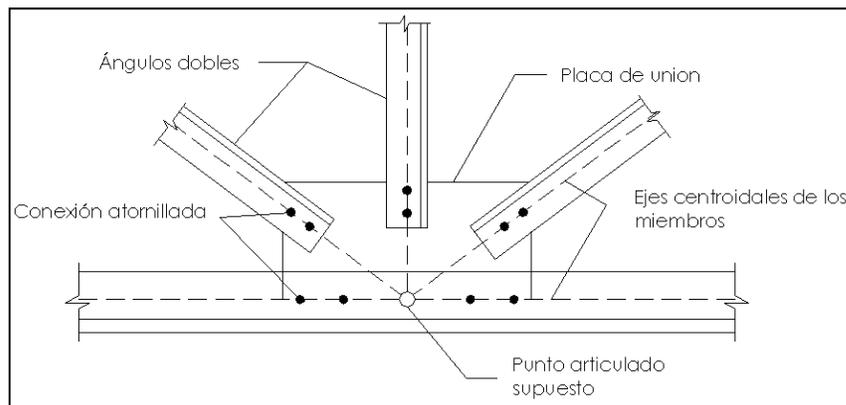
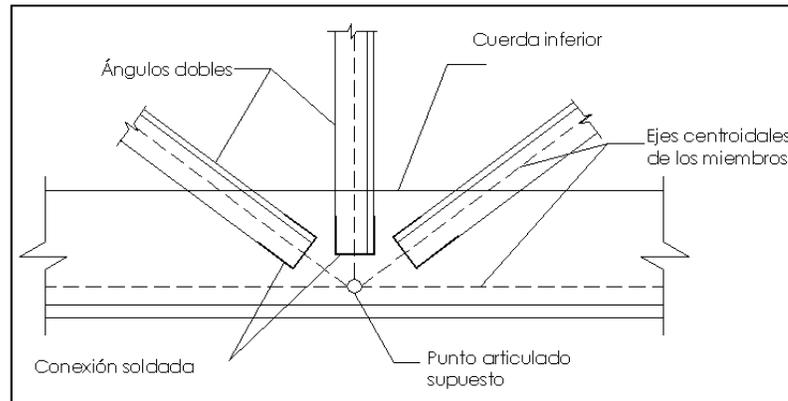


Fig. 3.16. Unión atornillada en armadura.



**Fig. 3.17. Unión soldada en armadura.**

## II. Elementos secundarios

### ✓ Polines espaciales.

Son elementos triangulados compuestos de una cuerda inferior y superior conformada por uno y dos elementos de acero respectivamente, los cuales soportan tensión o compresión para contrarrestar la sollicitación a flexión a la que están sometidos, además las cuerdas están unidas por medio de celosías las cuales soportan las cargas por cortante en el elemento.

Al considerar el corte 1-1 en el polín espacial bajo carga gravitacional (ver figura 3.18a), se podrá determinar las fuerzas axiales en cada uno de las cuerdas (ver figura 3.18b) en función del momento y el peralte efectivo, como se expresa en la ecuación 3.8, mencionada anteriormente.

La fuerza axial soportada por la celosía lateral ( $N$ ) se determina considerando el arreglo tridimensional de ésta de la siguiente manera:

$$N = \frac{V}{2(\cos \beta)(\text{sen} \theta)} \quad (\text{Ec. 3.10}).$$

Donde " $\beta$ " es el ángulo formado por la proyección de la celosía lateral sobre la sección transversal del Polín y el eje de simetría del mismo, " $\theta$ " es el ángulo de inclinación de la celosía respecto a su distribución en su plano lateral y " $V$ " es el cortante producido por la carga distribuida.

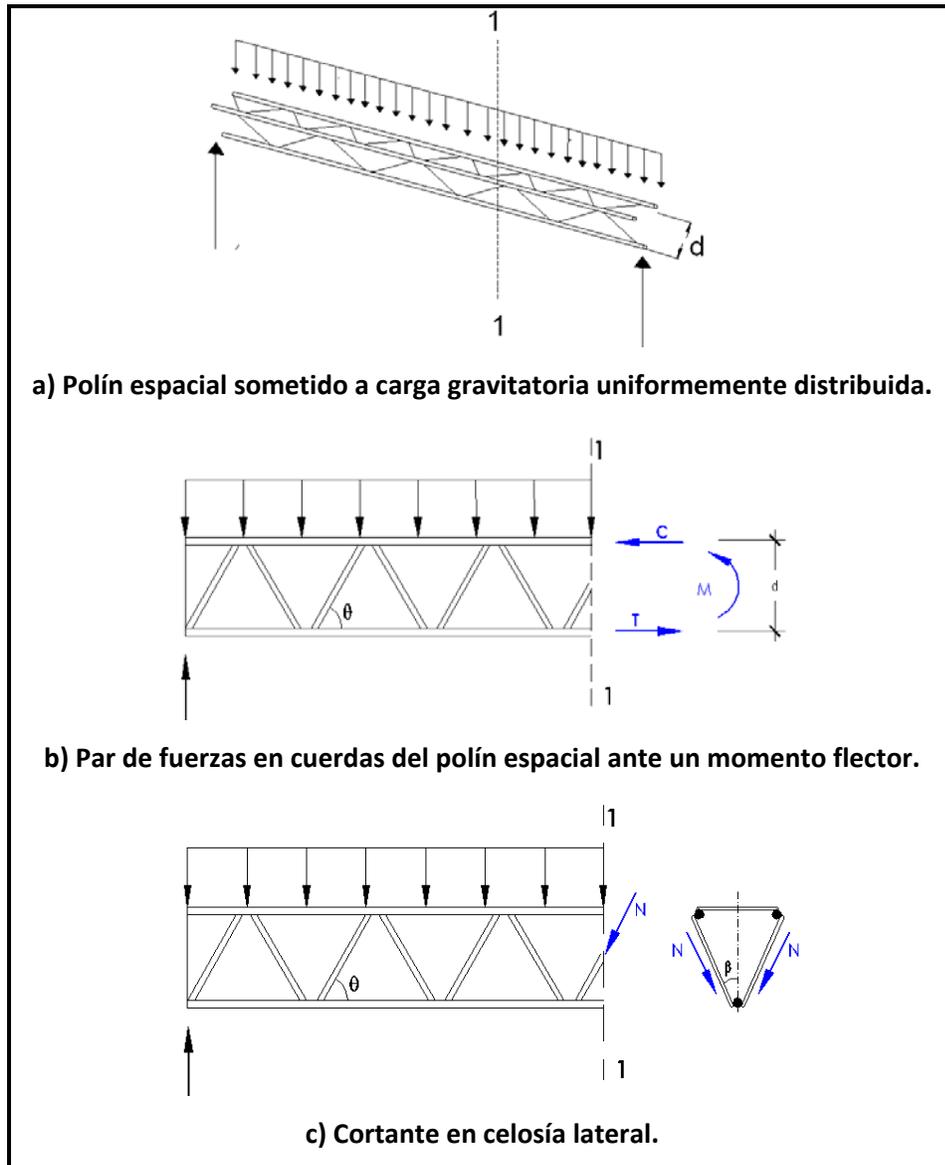
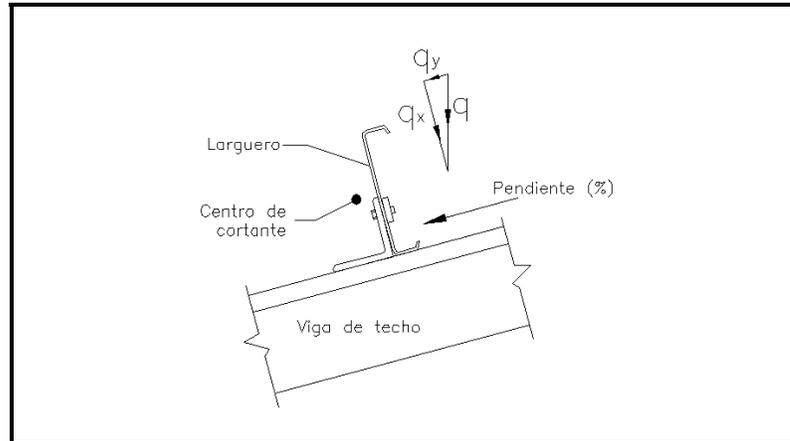


Figura 3.18. Acciones en polín espacial bajo carga gravitatoria.

✓ Polines laminados.

Los polines laminados descansan sobre una superficie inclinada por lo que las cargas verticales y los ejes principales del polín "C" no coinciden (ver figura 3.19), a partir de esto se puede analizar el polín con flexión alrededor de uno de los ejes principales junto con un momento de torsión ( $M_t$ ) aplicado en el centro de cortante, a esto se le conoce como **flexión asimétrica**; la

carga ( $q$ ) proveniente de las cargas de gravedad puede dividirse en las componentes ( $q_y$ ) y ( $q_x$ ) paralela y perpendicular a la dirección de la pendiente respectivamente.

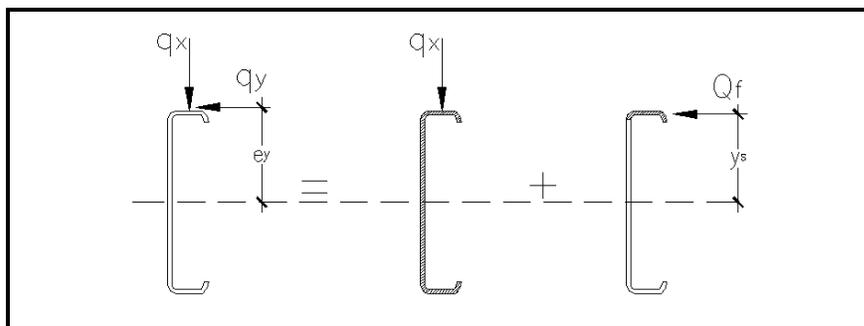


**Figura 3.19. Cargas en larguero de techo (polín "C")**

En la práctica suelen usarse procedimientos simplificados, en los cuales la torsión aplicada es reemplazada por flexión en el patín. De esta manera si la torsión es causada por una fuerza horizontal aplicada excéntrica, entonces se supone que la fuerza provoca flexión en el patín más cercano (ver figura 3.20) y se desprecia la contribución del alma y el patín inferior.

$$Q_f = \frac{Mt}{y_s} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

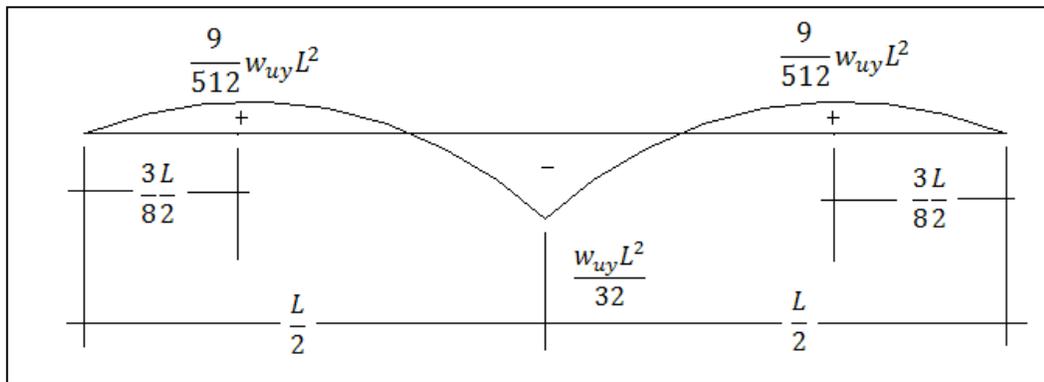
Donde ( $Mt$ ) es el momento torsor, cuyo valor se determina como el producto de la carga distribuida ( $q_y$ ) y la excentricidad de ésta al eje que pasa por el centro de cortante ( $e_y$ ), y ( $Y_s$ ) es la distancia desde el centroide del patín superior al eje que pasa por el centro de cortante (Fig. 3.19).



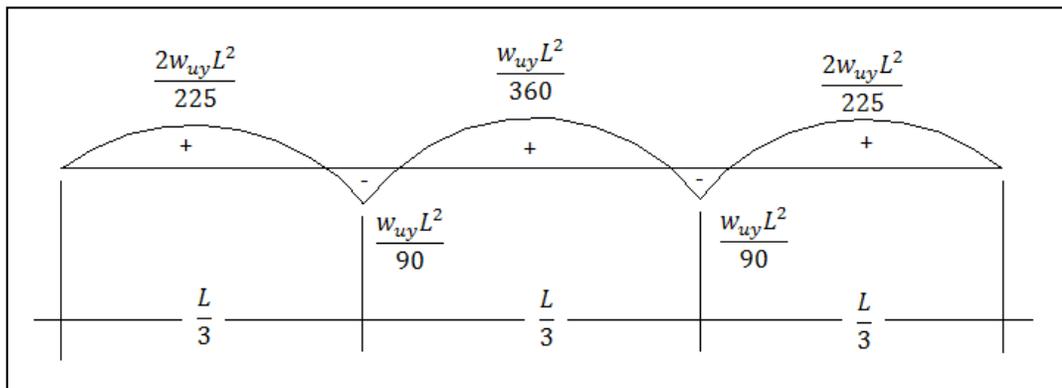
**Figura 3.20. Simplificación para flexión asimétrica producida por fuerza horizontal.**

Este procedimiento puede ser aplicable para el diseño si la torsión aplicada tiene valores pequeños. Alternativamente también se puede realizar un análisis de los largueros laminados que considere la flexión en ambas direcciones con una reducción de la capacidad debido a los efectos del momento torsor.

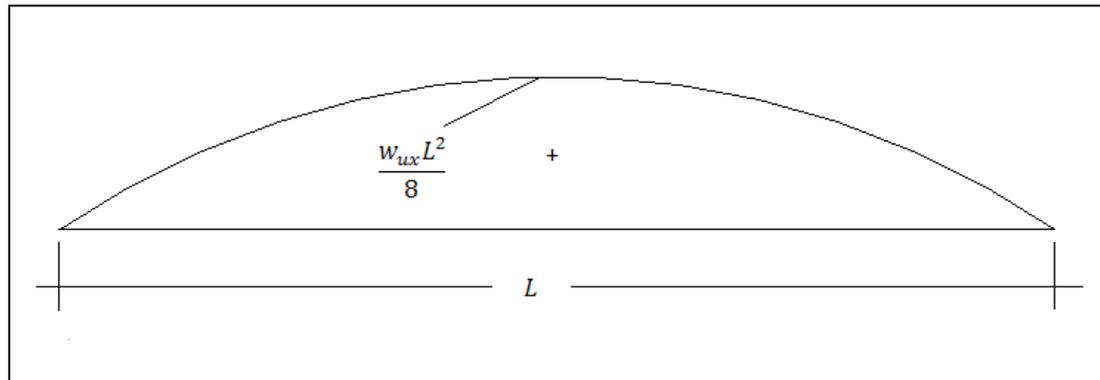
Se pueden tener dos casos: el primero es el análisis de los largueros laminados sin la utilización de tensores los cuales se modelan como vigas simplemente apoyadas en sus extremos en ambas direcciones (eje fuerte o del alma y eje débil). Caso contrario es cuando se utilizan tensores para reducir los claros a flexión alrededor del eje débil del larguero. Se considera a los tensores inextensibles y que hacen continuos a los largueros en la dirección de sus ejes "y", de esta manera se observa que los momentos respecto a ese eje se reducen significativamente como se muestra en las siguientes figuras:



**Figura 3.21. Momento respecto al eje del alma "Y" de los largueros (Tensores al centro del claro).**



**Figura 3.22. Momento respecto al eje del alma "Y" de los largueros (Tensores en los tercios del claro).**



**Figura 3.23. Momento respecto al eje "X" de los largueros.**

En las figuras anteriores, L es la distancia entre las armaduras en las que se apoyan los largueros,  $w_{uy}$  es la componente de la carga perpendicular al eje del alma del larguero y  $w_{ux}$  es el componente de la carga paralela al mismo eje.

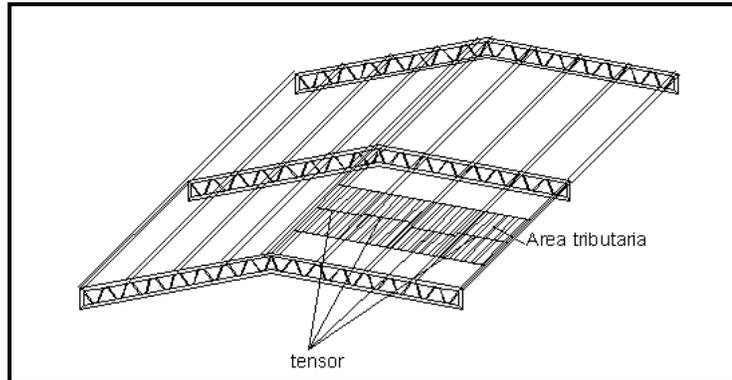
Si no se usan tensores, el momento máximo respecto al alma de un larguero es de  $w_{uy}L^2/8$ . Cuando se colocan tensores a la mitad del claro, en ese momento se reduce a  $w_{uy}L^2/32$  (una reducción del 75%) y cuando se colocan en el tercio del claro el momento vale  $w_{uy}L^2/90$  (una reducción del 91%). En la tabla 3.10 mostrada a continuación se resume la influencia en el incremento de la capacidad a la flexión biaxial de los largueros por el efecto de la colocación de tensores.

**Tabla 3.10. Influencia de los tensores en la flexión biaxial del larguero.**

Uso de tensor	Momento en el eje débil	Porcentaje de reducción (%)
Sin tensor	$w_{uy}L^2/8$	0
Tensor al medio del claro	$w_{uy}L^2/32$	75
Tensores al tercio del claro	$w_{uy}L^2/90$	91

✓ Tensores

Como se indicó en la sección anterior los polines tipo "C" son débiles alrededor del eje de su alma, por lo que muy comúnmente se utilizan tensores de techos para reducir la longitud de los claros para flexión alrededor de esos ejes. La fuerza soportada por los tensores se determina en base al área tributaria de cada tensor (ver figura 3.24).

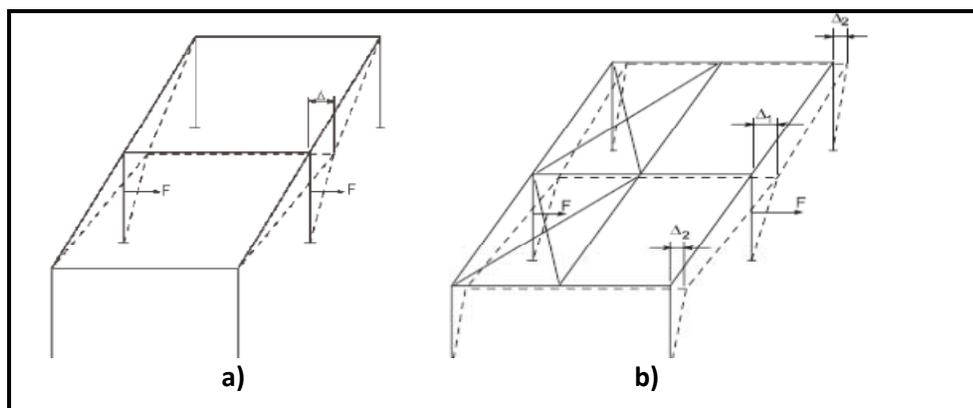


**Figura 3.24. Área tributaria de tensor.**

Los tensores, por su disposición sólo soportan cargas de gravedad, por tanto las cargas de viento no afectan su diseño. Un tensor puede ser analizado como miembro aislado, ya que no presenta continuidad a través de los largueros; absorbe la carga  $q_y$  generada por el larguero a lo largo de la superficie de inclinación del techo (ver figura 3.18). El larguero más cercano a la cumbrera es el más solicitado, ya que soporta las cargas acumuladas de todos los tensores subyacentes.

✓ Arriostramientos

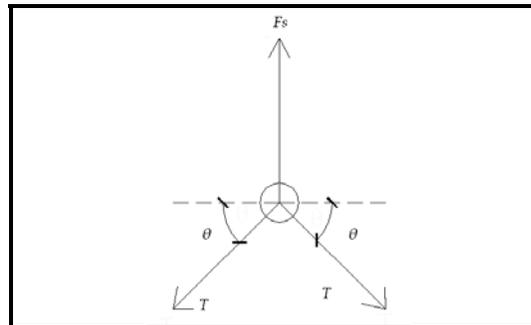
Los tensores horizontales en techos rigidizan o estabilizan la estructura Impidiendo el desplazamiento o deformación diferenciales excesivas en la estructura ante las cargas de viento y cargas sísmicas (ver figura 3.25).



**Figura 3.25. Deformaciones diferenciales**

**a) Marco sin tensores horizontales b) Marco arriostrado.**

La fuerza lateral sísmica o de viento será soportada equitativamente por cada arriostramiento de la estructura de techo y la determinación de la tensión se elabora mediante un análisis de equilibrio estático (ver figura 3.26). Donde  $F_s$  es la fuerza sísmica por arriostramiento y  $T$  es la tensión.



**Figura 3.26. Análisis de arriostramientos.**

#### **3.4.1.2. Análisis de esfuerzos**

Luego de analizar las acciones internas en los elementos, en el apartado anterior, se presenta a continuación el cálculo de los esfuerzos a los que estarán sometidos dichos elementos por efecto de estas acciones internas.

##### ***Elementos sometidos a esfuerzos axiales***

En las estructuras de techos los elementos que se encuentran sometidos a esfuerzos de tensión son: los tensores, los polines espaciales, vigas de alma abierta aunque estos últimos están sometidos a flexión, los elementos que lo conforman están a tensión y a compresión axial debido a su configuración geométrica triangulada (ver apartado 3.4.1.1). Así también ciertos elementos de armaduras se encuentran sometidos a fuerzas axiales de tensión con la premisa que todas las cargas se aplican en las uniones y no en los mismos elementos por eso cada armadura está sometido a cargas axiales directas.

##### ***a) Elementos en tensión.***

Los miembros en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tensión y tensión debida a flexión. Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a

una carga de tensión, puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal ( $A$ ) y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. El esfuerzo de un miembro a tensión esta dado por.

$$f = \frac{T}{A} \quad (\text{Ec. 3.13})$$

Donde:

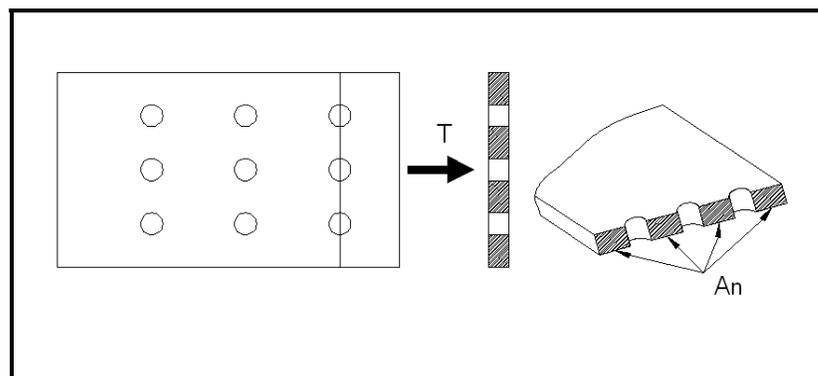
$f$  = Esfuerzo de un miembro sometido a tensión axial.

$T$  = Magnitud de la carga de tensión.

$A$  = área de la sección

Si el área de la sección transversal de un miembro en tensión varía a lo largo de su longitud, el esfuerzo es una función de la sección particular a considerar.

Si un elemento está sometido a tensión y las conexiones se realizarán por medio de tornillos, para la colocación de estos es necesario retirar material de la sección transversal para formar los agujeros, por lo que en esta sección solo una parte de la del área total del miembro soportará la carga, a esta sección se le conoce como área neta ( $A_n$ ) (ver Figura 3.27).



**Figura 3.27. Área neta en arreglo de tornillos.**

Por tanto el esfuerzo en una sección con arreglo de tornillos es:

$$f = \frac{T}{A_n} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

$T$  = Magnitud de la carga de tensión.

$A_n$  = área neta de la sección.

Cuando la conexión de extremo se efectúa en todo el elemento de la placa que compone la sección transversal, la distribución de los esfuerzos en elementos sometidos a tensión es uniforme en el área neta y las secciones alejadas a las conexiones; sin embargo cuando la conexión de extremo solo se realiza en algunos elementos de la sección esto produce una deformación no uniforme de los elementos no conectados y concentración de esfuerzos cortantes en la vecindad de la conexión; a este fenómeno se le conoce como **retraso por cortante**, el cual reduce la efectividad de la sección. La influencia de este debilitamiento se calcula mediante el coeficiente ( $U$ ) definiendo el área efectiva del miembro ( $A_e$ ).

$$A_e = UA_n \quad (\text{Ec. 3.15})$$

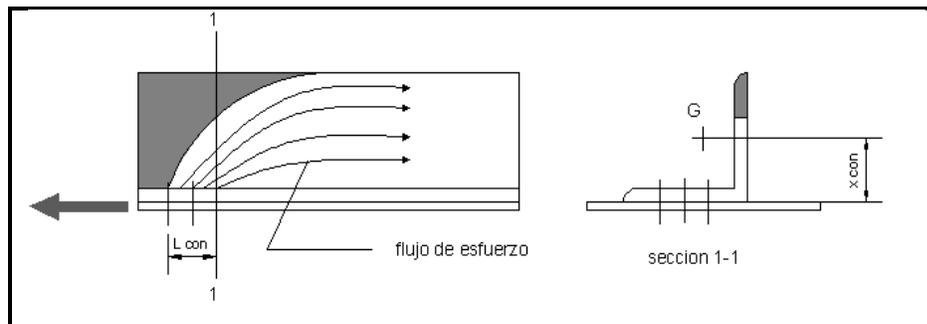
$$U = \left(1 - \frac{x_{con}}{L_{con}}\right) \leq 0.90 \quad (\text{Ec. 3.16})$$

Donde:

$A_e$  = Área efectiva del elemento sometido a tensión

$U$  = Coeficiente de reducción del área neta del elementos sometido a tensión

$x_{con}$ ,  $L_{con}$  = Distancia horizontal y vertical del punto de concentración del flujo de esfuerzo



**Figura 3.28. Efecto de retraso por cortante en ángulo simple.**

*b) Elementos en compresión.*

Los elementos a compresión, bajo la acción de una carga axial, tendrán un comportamiento inicial de acortamiento proporcional al esfuerzo generado por la carga que actúa en su eje longitudinal. Cuando la carga aumenta a un valor crítico, se presenta una falla brusca por inestabilidad lateral denominada pandeo, en el sentido de su menor momento de inercia. Su

forma de flexionarse dependerá de las condiciones de sujeción en sus extremos. Euler determinó por primera vez el esfuerzo crítico de falla ( $f_{cr}$ ) con la expresión:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2} \quad (\text{Ec. 3.17})$$

Donde  $E$  es el módulo de elasticidad del material,  $I$  es el momento de inercia del área transversal con respecto al eje principal menor y  $L$  se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica, donde el momento de flexión vale cero. Esta distancia  $L$  se considera como la **longitud efectiva** del elemento a compresión. Para que esta ecuación sea válida, el miembro debe ser elástico y sus extremos deben poder girar libremente pero no tener capacidad de trasladarse lateralmente.

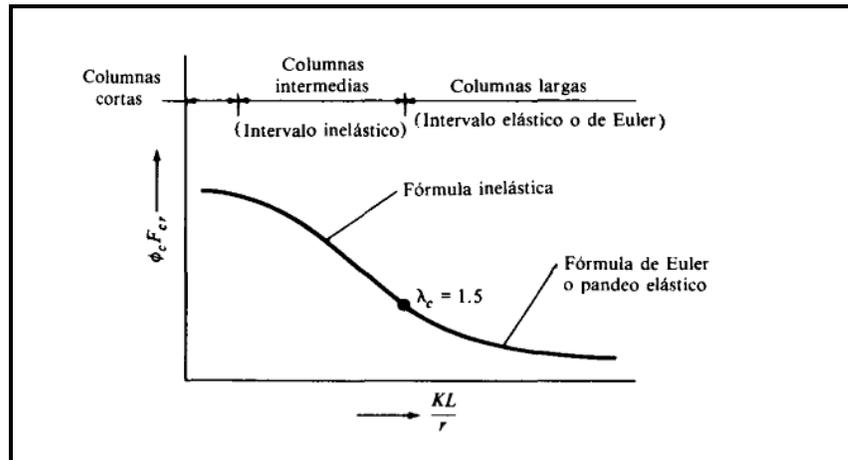
En las especificaciones del **AISC-LRFD**, la longitud efectiva de un elemento a compresión se denomina  $KL$ , donde  $K$  es el factor de longitud efectiva. El valor de  $K$  depende de la restricción rotacional en los extremos del elemento a compresión y a su resistencia al movimiento lateral.

**Tabla 3.11. Valores del factor de longitud efectiva (K).**

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna						
Valor $K$ teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

La resistencia de un elemento sometido a compresión y la manera como falla, dependen en gran medida de su longitud efectiva. Mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar y disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la relación de esbeltez excede de cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor al límite proporcional del acero. Los elementos sometidos a compresión en este intervalo fallan

inelásticamente. La relación de esbeltez mide la tendencia de un elemento a compresión a pandearse. Mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar.



**Figura 3.29. Curva de resistencia a la compresión axial.**

A partir de la figura anterior se observa que el esfuerzo crítico ( $f_{cr}$ ) se determina en función del parámetro de esbeltez ( $\lambda_c$ ) que varía en función las propiedades geométricas del elemento de

la siguiente manera  $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$ .

Si el parámetro de esbeltez es menor o igual que 1.5 ( $\lambda_c \leq 1.5$ ), los esfuerzos se encuentran en el intervalo inelástico, el cual está definido por la siguiente ecuación.

$$f_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} f_y \quad (\text{Ec. 3.18})$$

Si el parámetro de esbeltez es mayor que 1.5 ( $\lambda_c > 1.5$ ) los esfuerzos se encuentran en el intervalo elástico el cual está definido por la siguiente ecuación.

$$f_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} f_y \quad (\text{Ec. 3.19})$$

#### **Elementos sometidos a esfuerzos de flexión.**

Las estructuras de techos los elementos sometidos a flexión (vigas de alma llena y polines laminados en frío) los cuales soportan cargas provenientes de la cubierta según el área tributaria sobre ellos.

Si un elemento está sometido a un momento flexionante, el esfuerzo en cualquier punto de la sección transversal, recordando que esta expresión es aplicable cuando el esfuerzo máximo calculado en la viga es menor que el límite elástico se puede calcular con la fórmula:

$$f = My / I \quad (\text{Ec. 3.20})$$

Se puede definir el Módulo de Sección  $S$  como:

$$S = I / y \quad (\text{Ec. 3.21})$$

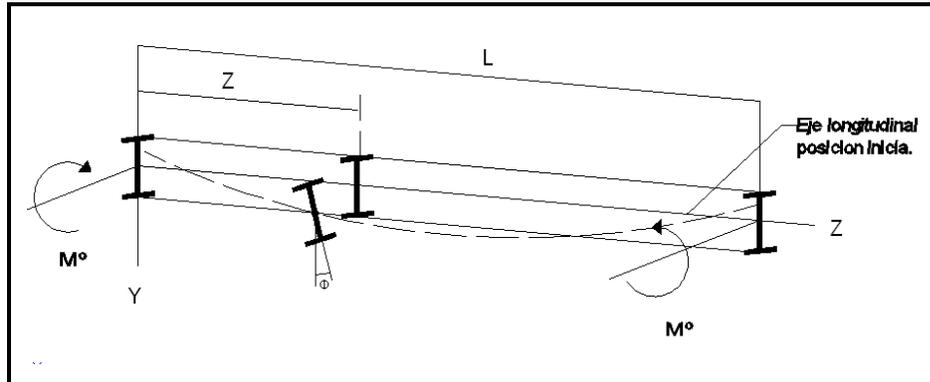
y es una constante para una sección específica. Así, la fórmula de la escuadra se escribe como:

$$f = M/S \quad (\text{Ec. 3.22})$$

Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado la etapa de distribución plástica, se dice que se ha formado una articulación plástica, ya que no puede resistir en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causaría una rotación en la viga con un pequeño incremento del esfuerzo. La relación del momento plástico  $M_P$  al momento elástico o de fluencia  $M_y$  se denomina factor de forma.

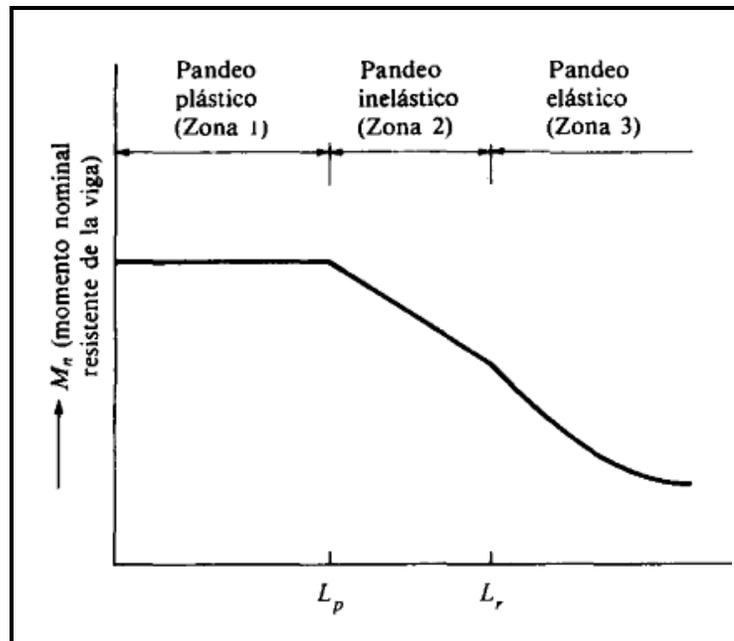
$$Z = M_P / M_y \quad (\text{Ec. 3.23})$$

Si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente. Al incrementarse la separación entre soportes laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente bajo momentos menores. Finalmente, con la longitud aún mayor sin soporte lateral, las vigas fallarán elásticamente. Si se tiene una viga "I" sin soporte lateral continuo y se le aplica la acción de un momento, la viga se flexionará en un principio en el plano del alma. A medida se incrementa el momento el plano de flexión vuelve inestable y es posible una ligera deflexión y una forma torcida a este comportamiento se le domina pandeo lateral torsional (ver figura 3.30).



**Figura 3.30. Pandeo lateral-torsional de una viga de alma llena simplemente apoyada.**

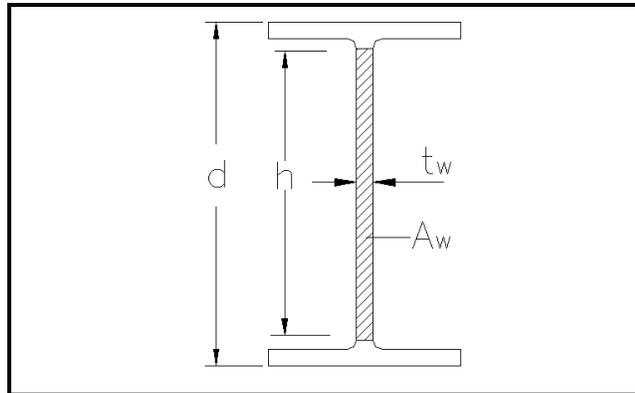
La longitud límite sin soporte lateral,  $L_r$ , es la longitud no soportada de un segmento de viga bajo momento uniforme en que comienza el régimen de pandeo lateral-torsional elástico, mientras que la longitud límite sin soporte lateral,  $L_p$ ; es la longitud no soportada más larga de un segmento de viga sujeto a un momento uniforme para el que se desarrolla el momento plástico.



**Figura 3.31. Resistencia al pandeo lateral contra la longitud sin soporte lateral.**

**Elementos sometidos a esfuerzos cortantes.**

En las especificaciones del **LRFD** suponen un esfuerzo cortante reducido resistido por el área total del alma. Esta área del alma,  $A_w$  es igual al peralte total de la sección,  $d$ , multiplicado por el espesor del alma,  $t_w$ , (ver figura 3.32).



**Figura 3.32. Área del alma que resiste cortante.**

Las expresiones para la resistencia por cortante están dadas en la especificación **F2** del **LRFD**.

- a) Fluencia del alma. Casi todas las secciones de vigas laminadas se comportan de esta manera.

Si  $h/t_w \leq 418/\sqrt{F_{yw}} = 70$  Para  $F_y = 36ksi$  y  $59$  para  $F_y = 50ksi$

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w \quad (\text{Ec. 3.24})$$

- b) Pandeo inelástico del alma.

Si  $418/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 523/\sqrt{F_{yw}} = 87$  Para  $F_y = 36ksi$  y  $74$  para  $F_y = 50ksi$

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w(418/\sqrt{F_{yw}})/(h/t_w) \quad (\text{Ec. 3.25})$$

- c) Pandeo elástico del alma.

Si  $523/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 260$

$$V_n = (132000A_w)/(h/t_w)^2 \quad (\text{Ec. 3.26})$$

En las expresiones anteriores:

$F_{yw}$  = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma.

$h$  = distancia libre entre la punta de los filetes del alma laminados

$t_w$  = espesor del alma de la viga.

### 3.4.1.3. Análisis de deformaciones

El análisis de las deformaciones de las estructuras de techos, es un factor a tomar en cuenta para el diseño final de la estructura a utilizar, debido a diversos factores que afectan tanto la estabilidad de las conexiones y conjunto de miembros, como la apariencia de los mismos. Esto se debe de alguna manera al desarrollo de aceros de alta resistencia, y el aumento en la demanda de grandes áreas de a cubrir. A continuación se presentan algunas de las razones por las cuales las deformaciones están limitadas en las estructuras de techos, ya sean estas estructurales, funcionales o de ambos tipos.

- ✓ Las deflexiones grandes en vigas no generan confianza en los usuarios de la estructura, aunque sea segura desde el punto de vista de la resistencia de la misma.
- ✓ Debido a la deformación excesiva de la estructura se pueden producir fallas en otros elementos que componen la edificación, específicamente elementos de cubierta, cielos falsos u otros elementos adjuntos a la estructura de techo.
- ✓ En los techos planos, las estructuras compuestas por vigas de alma abierta o llena, pueden tener deformaciones excesivas que produzcan estancamientos, lo que conlleva al peligro de generar un colapso de la estructura debido a este factor.
- ✓ Se puede generar distorsión en las conexiones debido a la deformación excesiva de la estructura de techo.

Uno de los factores bajo los cuales una estructura de techo es más vulnerable a fallas estructurales o daños por deformaciones, es el empozamiento. La deflexión considerable producida por el peso creciente del agua de lluvia puede formar un encharcamiento importante en el techo. Si el drenaje no vacía el agua más rápido de lo que se acumula, el techo se vuelve inestable y en el peor de los casos, una lluvia intensa puede causar el colapso de un techo.

Como una salvaguarda general contra el estancamiento, en el caso de techos planos diseñados, de manera nominal, con una pendiente menor a la mínima recomendada de  $\frac{1}{4}$  de pulgada por

pie (2%), la suma de las deflexiones de la cubierta de soporte, los largueros, las vigas o las armaduras bajo un tirante de 1 pulgada de agua (5 pulg. por pie de carga) no debe exceder ½ pulgada.<sup>9</sup>

**Calculo de la deflexión en elementos de la estructura de techos.**

✓ Vigas.

Las estructuras de techos están compuestas por una combinación de elementos, que actúan en conjunto para brindar estabilidad al techo, como se mencionó en los capítulos anteriores, estos elementos pueden ser elementos primarios (vigas de alma llena, vigas de alma abierta, armaduras metálicas) o elementos secundarios (polines espaciales o polín C), dichos elementos funcionan básicamente como vigas y su comportamiento en cuanto a deformaciones puede ser calculado a través de ecuaciones que son función de la longitud del claro, de las restricciones en los extremos de los módulos de elasticidad del material, del momento de inercia de la sección transversal y de la carga.

En el caso de una viga de alma llena con sección transversal constante, la máxima deflexión central depende de la carga, como se ve a continuación:

- Cuando la carga es distribuida de forma uniforme (Fig. 1 en Tabla 3.12):

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (\text{Ec. 3.27})$$

- Cuando la carga está aplicada en el centro del claro (Fig. 2 en Tabla 3.12):

$$\delta = \frac{1}{48} \frac{QL^3}{EI} \quad (\text{Ec. 3.28})$$

Donde:

$\delta$  = Deflexión central

---

<sup>9</sup> Vinnakota, Sriramulu. "Estructuras de acero: comportamiento LRFD" (Mc Graw-Hill interamericana, México 2006, ed. Primera) p. 493

L = Claro

q = Carga uniformemente distribuida

Q = Carga concentrada

I = Momento de inercia

En el caso de vigas de alma abierta, es necesario hacer el cálculo de los momentos de inercia en base a las secciones transversales de las dos cuerdas (ver figura 3.33) ya que la celosía del alma no aporta un momento de inercia considerable con respecto al centroide de la sección total del elemento. De esta manera se pueden aplicar las formulas de deflexión en vigas y luego multiplicar la deflexión obtenida por 1.33.

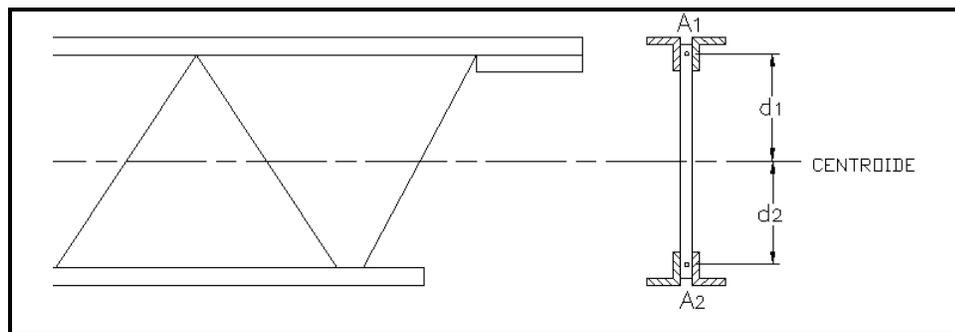


Figura 3.33. Cálculo de deflexión en vigas de alma abierta

$$I = A_{c1}d_1 + A_{c2}d_2 \quad (\text{Ec. 3.29})$$

$$\delta_{viga} = 1.33(\delta_{calculada}) \quad (\text{Ec. 3.30})$$

Donde:

$I$  = momento de inercia de la viga de alma abierta.

$A_{c1}$  = área de la sección transversal de la cuerda superior.

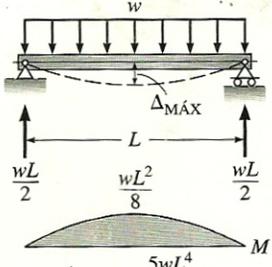
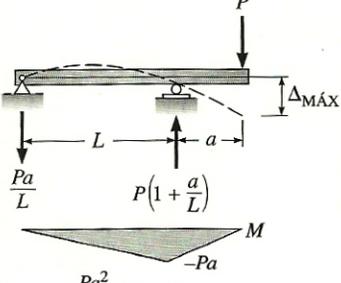
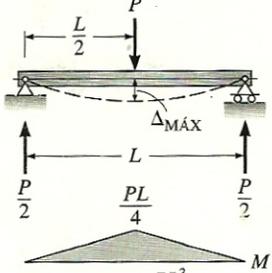
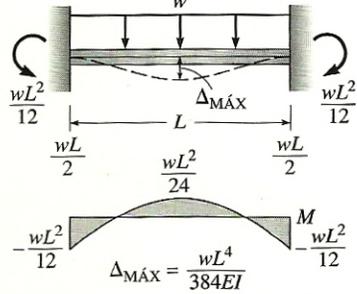
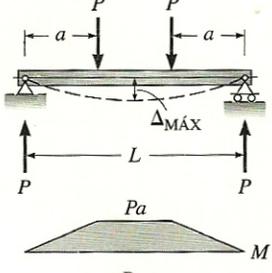
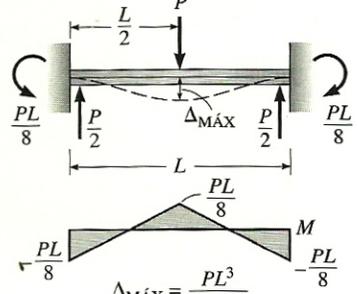
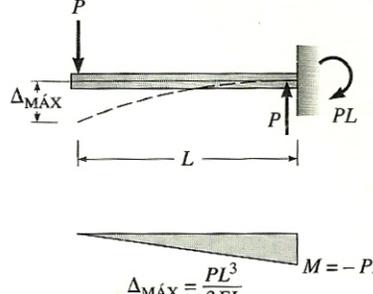
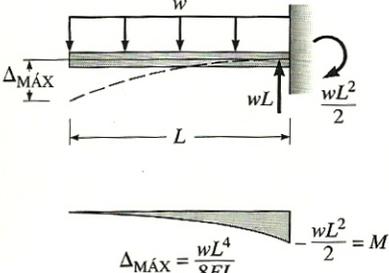
$d_1$  = distancia de la cuerda superior al centroide de la sección transversal de la viga.

$A_{c2}$  = área de la sección transversal de la cuerda inferior.

$d_2$  = distancia de la cuerda inferior al centroide de la sección transversal de la viga.

En general para las diferentes condiciones de carga y las diferentes condiciones de apoyo se puede calcular las deformaciones máximas de las vigas de las estructuras de techos en base a la Tabla 3.12.

Tabla 3.12. Expresiones para la deflexión máxima de vigas<sup>10</sup>.

<p>1</p>  $\Delta_{MÁX} = \frac{5wL^4}{384EI}$	<p>5</p>  $\Delta_{MÁX} = \frac{Pa^2}{3EI} (L + a)$
<p>2</p>  $\Delta_{MÁX} = \frac{PL^3}{48EI}$	<p>6</p>  $\Delta_{MÁX} = \frac{wL^4}{384EI}$
<p>3</p>  $\Delta_{MÁX} = \frac{Pa}{24EI} (3L^2 - 4a^2)$	<p>7</p>  $\Delta_{MÁX} = \frac{PL^3}{192EI}$
<p>4</p>  $\Delta_{MÁX} = \frac{PL^3}{3EI} \quad M = -PL$	<p>8</p>  $\Delta_{MÁX} = \frac{wL^4}{8EI} \quad M = -\frac{wL^2}{2}$

<sup>10</sup> Kenneth M. Leet. "Fundamentos de análisis estructural" (Mc Graw Hill 2006, Segunda edición).

✓ Armaduras

En el caso de las armaduras más comúnmente utilizadas para techos (tipo Warren y pratt), que tiene un comportamiento diferente al de una viga, el análisis de las deformaciones se puede realizar a través de métodos energéticos. Cuando una estructura se carga, sus elementos se deforman bajo los esfuerzos. Al ocurrir estas deformaciones la estructura cambia de forma y sus puntos se desplazan. Para una estructura bien diseñada, las deformaciones que ocurren en la misma deben ser pequeñas. El método energético más versátil para el cálculo de deformaciones en elementos de armaduras, e incluso para determinar la deformación máxima que tendrá una armadura es el método del trabajo virtual.

Este método consiste en la aplicación de una fuerza en el punto y la dirección del desplazamiento deseado. Esta fuerza se conoce como carga virtual, ya que el desplazamiento que desarrolla es generado por otras causas, las cuales pueden incluir las causas reales, el cambio de temperatura, los asentamientos en los apoyos, etc., frecuentemente se utiliza una fuerza de 1 Klb o de 1 KN para calcular desplazamientos lineales.

Este método se basa fundamentalmente en el principio de conservación de energía, es decir que el trabajo que realiza la fuerza externa es igual a la energía de deformación acumulada que se almacena en la estructura.

$$W_Q = U_Q \quad (\text{Ec. 3.31})$$

Donde:

$W_Q$  = Trabajo realizado por la fuerza externa.

$U_Q$  = Energía acomulada almacenada en la estructura.

Aplicando este principio, y analizando las deformaciones asociadas a las fuerzas internas existentes en la estructura, se puede determinar la ecuación general del trabajo virtual para cualquier tipo de armadura:

$$\Sigma Q \delta_p = \Sigma F_Q \frac{F_p L}{AE} \quad (\text{Ec. 3.32})$$

Donde:

$Q$  = Magnitud de la carga virtual aplicada al sistema.

$\delta_p$  = Deformación de la armadura debido a las cargas reales en la estructura.

$F_Q$  = Fuerza interna generada en el elemento debido a la carga virtual.

$F_p$  = Fuerza interna generada en el elemento debido a la carga real.

$L$  = Longitud del elemento.

$A$  = Area de la seccion transversal del elemento.

$E$  = Modulo de eleasticidad del elemento.

Aplicando el método de trabajo virtual, es posible obtener las deformaciones máximas en una armadura de acero para techos, y poder realizar el análisis de las deflexiones permisibles en armaduras de techos.

### **3.4.2. ETAPA DE DISEÑO ESTRUCTURAL.**

Cuando se tiene definido cuales son las cargas que soportará la edificación y los esfuerzos máximos, en base a las normas, que pueden soportar los elementos que componen la estructura de techos, es posible iniciar la etapa de Diseño Estructural de cada uno de los elementos que conforman la estructura de techos. Es en esta etapa donde se definirán cuales son las dimensiones de los elementos, además de las características específicas de los mismos, con respecto a su composición particular, como en el caso de vigas de alma abierta y armaduras.

El diseño está basado en que cuando la estructura es sometida a las combinaciones de carga apropiadas, ningún estado límite aplicable, sea resistente o de servicio, será excedido.

Para lograr un diseño definitivo es necesario también definir cuál es el método de diseño a utilizar, para lo cual es importante conocer la filosofía de diseño bajo el cual se desarrolla dicho método. La filosofía de diseño está relacionada con los estados límites que se aplican para la evaluación estructural. Es posible definir un estado límite como una condición que representa un límite de utilidad estructural mas allá de la cual la estructura deja de cumplir con una función proyectada<sup>11</sup>; dichos estados límite pueden estar dictados por requerimientos funcionales de la estructura o pueden ser arbitrarios. Los estados límite pueden dividirse en dos tipos: **estados límite de resistencia(o estado limite últimos) y estados límite de servicio**

---

<sup>11</sup> Vinnakota, Sriramulu. "Estructuras de acero: comportamiento LRFD" (Mc Graw-Hill interamericana, México 2006, ed. Primera) p. 125.

**(funcionales).** En el siguiente esquema (Diagrama 3.4) se muestran los dos tipos de estados límites y los criterios a tomar en cuenta en cada estado límite.



**Diagrama 3.4. Estados límites de diseño.**

Los **estados límite de servicio** están relacionados con los requerimientos funcionales de la estructura bajo condiciones normales de servicio, es decir son formulados con el fin de evitar funcionamientos indebidos en la estructura por el uso diario. No está directamente relacionado con fallas en la estructura, pero si tiene implicaciones con elementos no estructurales que pueden sufrir daños o la molestia que puede ocasionarle a los usuarios.

Para elementos estructurales de techo, los estados límite de servicio incluyen principalmente la evaluación de las deflexiones en elementos que funcionan como vigas o largueros. Muchos de los criterios sobre capacidad de servicio son de sentido común o reglas probadas en la práctica relacionadas con las limitaciones de las dimensiones, así como restricciones en el peralte total de una viga. La sección **L3.1** de las especificaciones **LRFD** estipula que las deformaciones en miembros y sistemas estructurales debidas a cargas de servicio no deben imposibilitar la prestación de servicio de la estructura; sin embargo no se establecen límites específicos. En la siguiente tabla (tabla 3.13) se muestran límites de deformación sugeridos para algunos elementos de techo.

**Tabla 3.13. Límites de flechas sugeridos<sup>12</sup>.**

Descripción	$\delta$
Vigas que cargan enyesados u otro acabado quebradizo	L/360
Miembros de techo que soportan cielorraso sin yeso	L/240
Miembros de techo que soportan cielorraso	L/180
Voladizos	L/180

<sup>12</sup> Ibid 4, Tabla 9.7.1, P. 497

Los estados límites de servicio se revisan bajo cargas no factorizadas. Para vigas de techo, la flecha o deflexión máxima se verifica para una combinación de carga:  $1.0D + 1.0(L, Lr, S \text{ o } R)$  donde  $Lr$ ,  $S$  y  $R$  son la carga viva en techo, carga de nieve y carga debido al agua lluvia o hielo, respectivamente.

Los estados **límite de resistencia**, que pueden ser llamados también estados límite últimos, están relacionados con la seguridad contra cargas extremas durante la vida proyectada de la estructura, dichos estados límite dependen de la resistencia de los elementos, de los miembros o de la estructura.

Con base al estado límite de resistencia, existen dos métodos de diseño que se emplean en gran medida; a continuación se definirán los métodos de diseño existentes y con mayor énfasis el Método de resistencia última (**LRFD**), que será el método a utilizar en el presente documento para el diseño de los elementos constitutivos de techos.

#### **3.4.2.1. Métodos de diseño.**

La mayoría de las estructuras están regidas en su diseño por códigos, normas y especificaciones. Estas contienen las opiniones más valiosas proporcionadas por instituciones nacionales e internacionales para poder predecir el comportamiento de las estructuras ante las diferentes solicitaciones de carga a las que pueden estar sometidas.

En El Salvador se han desarrollado a la fecha diferentes normativas para poder garantizar la seguridad estructural de las edificaciones, muestra de ello es el **“Reglamento Para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador”**, vigente desde el año 1997, además de otros códigos que sirven de insumo para el diseño de cualquier estructura que se proyecte dentro de una edificación; las normas que están asociadas a este reglamento y que presentan las disposiciones a cumplir en cualquier edificación son las siguientes:

- ✓ Norma técnica para el diseño por sismo
- ✓ Norma técnica para el diseño por viento
- ✓ Norma técnica para el diseño y construcción de estructuras de concreto,
- ✓ Norma técnica para el diseño y construcción de estructuras de acero
- ✓ Norma técnica para el diseño y construcción de estructura de mampostería,

- ✓ Norma técnica para el diseño y construcción de estructuras de madera,
- ✓ Norma técnica para el diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes,
- ✓ Norma técnica para el control de calidad de los materiales estructurales
- ✓ Norma especial para el diseño y construcción de viviendas.

Están basadas en los métodos de diseño desarrollados por instituciones internacionales. Otras instituciones internacionales como la **AISC (American Institute of Steel Construction)** define para las estructuras de acero las especificaciones para el diseño, esta institución ha establecido dos métodos de diseño:

- a) *Método ASD* (“Allowable Stress Design” o “Diseño por esfuerzos permisibles”)
- b) *Método LRFD* (“Load and Resistance Factor Design” o “Diseño por Factores de Carga y Resistencia”)

Designados cada uno de esta manera debido a la filosofía de diseño utilizado en cada uno de los métodos particularmente, a continuación se detalla para cada uno de los métodos mencionados, cual es su filosofía de diseño, es decir, cual es la base para fundamentar su el diseño de las estructuras.

**a) Método de esfuerzos permisibles (ASD).**

Este es el primer método utilizado para el diseño de estructuras de acero, conocido también como: “Diseño por esfuerzos de trabajo”, utilizado desde principios del siglo XX. Para explicar en qué consiste el método de esfuerzos permisibles, este puede ser representado por la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q_i \leq R_n / F.S. \quad (\text{Ec. 3.33})$$

Donde  $\Sigma Q_i$  en la desigualdad representa la sumatoria de las combinaciones de carga, ( $Q_i$ , fuerzas o momentos). La operación  $R_n / F.S.$  representa la resistencia nominal ( $R_n$ ) del elemento dividido por un factor de seguridad ( $F.S.$ ), al dividir ambos lados de la desigualdad por la propiedad de sección correspondiente (por ejemplo, área o modulo de sección), se convierten en los esfuerzos de trabajo y la tensión admisible del elemento evaluado.  $\Sigma Q_i =$  El máximo (valor absoluto) de las combinaciones de carga.

El método se caracteriza por el uso de cargas de servicio sin incrementar, en relación con un factor de seguridad aplicado a la resistencia del elemento. Debido a la variabilidad y, por lo tanto, la imprevisibilidad de la carga viva y otras cargas en comparación con la carga muerta, no es posible una fiabilidad con este método.

**b) Método de resistencia última (LRFD).**

El objetivo principal de las especificaciones **LRFD** es proporcionar una fiabilidad uniforme de estructuras de acero en distintos estados de carga, misma que como se mencionó antes no es posible obtener con el método **ASD**.

Como su nombre lo indica, utiliza los factores por separado para cada carga y para la resistencia, estos factores han sido determinados a través de investigaciones y la experiencia. Debido a los diferentes factores que reflejan el grado de incertidumbre de las diferentes cargas, combinaciones de carga y la precisión de las fuerzas previstas, es posible contar con una concepción más realista, lo cual se cumple el principal objetivo del método.

El método **LRFD** puede resumirse en la fórmula:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (\text{Ec. 3.34})$$

En la desigualdad,  $R_u$  es la resistencia última requerida y representa la suma de los distintos efectos de las cargas multiplicados por sus respectivos factores de carga. La resistencia de diseño, es la Resistencia nominal o  $R_n$  multiplicada por un factor de reducción de resistencia  $\phi$ . Los valores de  $\phi$  y  $R_n$  para los elementos constituyentes de las estructuras son proporcionados a la vez por las especificaciones **LRFD**.

Los valores representativos para los factores  $\phi$  del **LRFD** para elementos de acero son los se muestran en la tabla 3.14, en donde se observa el símbolo que lo representa, el valor del factor de reducción de resistencia y la descripción del esfuerzo al que está sometido el elemento a dimensionar<sup>13</sup>:

---

<sup>13</sup> AISC Steel Construction Manual 13th edition, P. 2-7

**Tabla 3.14. Factores de reducción de resistencia.**

Símbolo	Valor	Descripción
$\phi_t$	0.90	Para elementos en tensión por fluencia.
$\phi_t$	0.75	Para elementos en tensión por ruptura.
$\phi_c$	0.85	Para elementos en compresión.
$\phi_b$	0.90	Para elementos en flexión.
$\phi_v$	0.90	Para elementos sometidos a esfuerzo cortante

El método **LRFD** está desarrollado para diseñar estructuras de tal manera que ningún estado límite posible sea superado cuando la estructura se someta a todas las cargas, incrementadas por el factor apropiado. Los estados límites de resistencia están relacionados con la seguridad y con la capacidad de carga (por ejemplo, los estados límites de momento plástico y pandeo), en este método para cualquier miembro estructural que se evalúa se han considerado varios estados límite de servicio para determinar el factor de reducción de resistencia adecuado  $\phi$ .

A partir de la ecuación general anteriormente descrita, se puede deducir las ecuaciones particulares para cada uno de los estados de carga a los que pueden estar sometidos los elementos constituyentes de estructuras de techos. A continuación se describen estas ecuaciones que servirán para lograr que los elementos estructurales no excedan los estados límites establecidos en función del método de diseño por resistencia última (**LRFD**).

**Elementos sometidos a tensión axial**

Dentro del estado de carga axial en tensión se tienen dos estados límites de resistencia que establece el método de diseño **LRFD**, a evaluar para la determinación del área de la sección que se utiliza para resistir las cargas aplicadas. El primero está enfocado a resistir la deformación excesiva de un elemento en tensión, esa condición se cumple cuando el elemento no llega al estado de fluencia; en el segundo estado límite se evalúa la ruptura del elemento debido que el elemento llega a su estado último de resistencia.

En el estado límite de tensión para la fluencia del elemento en tensión, es decir la determinación del área necesaria para resistir el estado límite de deformación excesiva, que sucede luego de la fluencia del material, la ecuación que la gobierna es la siguiente:

$$T_u \leq \phi_t T_n \rightarrow T_u \leq \phi_t f_y A_g \quad (\text{Ec. 3.35})$$

Donde:

$T_u$ : Es la carga última en tensión producto de la combinación más desfavorable.

$T_n$ : Resistencia nominal en tensión del elemento.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del elemento a tensión.

$A_g$ : Área necesaria para evitar la fluencia del material a tensión.

$\phi_t$ : Factor de reducción de resistencia, 0.90 para elementos en tensión por fluencia (LRFD).

Sustituyendo en la ecuación anterior el valor de  $\phi$  se deduce una ecuación para obtener el área de la sección transversal (área gruesa) del elemento a tensión para soportar el estado límite de tensión por fluencia.

$$T_u \leq 0.9 f_y A_g \quad (\text{Ec. 3.36})$$

De igual forma para la obtención de la ecuación de diseño para el estado límite de ruptura de un elemento a tensión, se deduce de la siguiente ecuación.

$$T_u \leq \phi_t T_n \rightarrow T_u \leq \phi_t f_u A_e \quad (\text{Ec. 3.37})$$

Donde:

$T_u$ : Es la carga última en tensión producto de la combinación más desfavorable.

$T_n$ : Resistencia nominal en tensión del elemento.

$f_u$ : Esfuerzo último del acero.

$A_e$ : Área efectiva para evitar la ruptura del material a tensión.

$\phi_t$ : Factor de reducción de resistencia, 0.75 para elementos en tensión por ruptura (LRFD).

$$T_u \leq 0.75 f_u A_e \quad (\text{Ec. 3.38})$$

De la evaluación de los esfuerzos en los elementos sometidos a cargas axiales en tensión, se deduce para el método de diseño de resistencia última (LRFD) en el estado límite por deformación excesiva y el estado límite de ruptura a partir de las Ecuaciones 3.26 y 3.28, las siguientes ecuaciones para el diseño respectivamente:

$$A_g = 1.11 T_u / f_y \quad (\text{Ec. 3.39})$$

$$A_e = 1.33 T_u / f_u \quad (\text{Ec. 3.40})$$

### **Elementos sometidos a compresión axial**

Para elementos sometidos a esfuerzos de compresión axial la ecuación que rige el diseño de dichos elementos es la siguiente:

$$C_u \leq \phi_c C_n \rightarrow C_u \leq \phi_c f_{cr} \cdot A_g \quad (\text{Ec. 3.41})$$

Donde:

$C_u$ : Es la carga última en compresión producto de la combinación más desfavorable.

$C_n$ : Resistencia nominal en compresión del elemento.

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo.

$A_g$ : Área neta o área gruesa del elemento en compresión.

$\phi_c$ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.85 para elementos en compresión (**LRFD**).

Los valores del esfuerzo crítico de pandeo ( $f_{cr}$ ) se obtienen en base a las ecuaciones descritas anteriormente (Ecuaciones 3.34 y 3.35), en base al pandeo elástico o inelástico del miembro en función de su esbeltez. Sustituyendo en la ecuación el valor del factor de reducción de resistencia, se obtiene:

$$C_u \leq 0.85 f_{cr} \cdot A_g \quad (\text{Ec. 3.42})$$

Obteniendo el valor del esfuerzo crítico en la sección del elemento estructural y sustituyendo el valor del factor de reducción de resistencia de los elementos sometidos a esfuerzos de compresión, se puede definir la ecuación de diseño como:

$$A_g = 1.18 C_u / f_{cr} \quad (\text{Ec. 3.43})$$

Donde:

$C_u$ : Es la carga última en compresión producto de la combinación más desfavorable.

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo.

$A_g$ : Área neta o área gruesa del elemento en compresión.

### **Elementos sometidos a esfuerzos de flexión**

Los elementos sometidos a flexión, los cuales son diseñados generalmente mediante el uso de las tablas de la especificación **LRFD** de la **AISC**, se deduce la ecuación para el diseño mediante la siguiente expresión:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (\text{Ec. 3.44})$$

Donde:

$M_u$ : Es el momento de flexión último, producto de la combinación más desfavorable.

$M_n$ : Momento nominal máximo a flexión del elemento.

$\phi_b$ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.90 para elementos sometidos a flexión (LRFD).

El análisis de los elementos sometidos a flexión, vigas de alma llena, se realiza generalmente por medio del uso de tablas de diseño, que se encuentran en las especificaciones del **LRFD**, para determinar la sección a utilizar, se realiza mediante el módulo de sección plástico de la misma. Teniendo en cuenta que para el factor de reducción de resistencia para elementos en flexión es  $\phi_b=0.90$ , podemos utilizar para escoger la sección del elemento a flexión más adecuada con la siguiente ecuación:

$$Z \geq M_p / 0.9 f_y \quad (\text{Ec. 3.45})$$

### **Elementos sometidos a esfuerzos cortantes**

Para los elementos sometidos a esfuerzos cortantes, mediante la metodología de diseño de resistencia última, tenemos la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \phi_b V_n \quad (\text{Ec. 3.46})$$

En donde los valores de  $V_u$  y  $V_n$  se obtienen mediante la combinación de carga más crítica y el cálculo de los esfuerzos cortantes nominales respectivamente.

Teniendo en cuenta el valor de  $\phi_b$  para el factor de reducción de elementos sometidos a esfuerzos constantes igual a 0.9, la ecuación 3.43 se puede escribir de la siguiente manera:

$$V_u \leq 0.9 V_n \quad (\text{Ec. 3.47})$$

### 3.4.2.2. Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga es la forma de interrelacionar una o más cargas que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente<sup>14</sup>.

Se han mencionado anteriormente dos métodos de diseño que pueden ser aplicados para el análisis y diseño de las estructuras de acero. A continuación se mencionarán cuales son las combinaciones de carga aplicables a cada uno de estos métodos, basados en las especificaciones de la **AISC**, se mencionarán las combinaciones posibles de ambos métodos para ver cuál es la diferencia entre las combinaciones de carga de cada uno de los métodos que se conocen y que se utilizan para el diseño de estructuras de acero.

**Tabla 3.15. Combinaciones de carga según AISC para el método de esfuerzos admisibles y para el método de resistencia ultima<sup>15</sup>.**

METODO ASD	METODO LRFD
1. D	1. 1.4D
2. D+L	2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)
3. D + (Lr o S o R)	3. 1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
4. D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)	4. 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)
5. D ± (W o 0.7E)	5. 1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S
6. D + 0.75(W o 0.7E) + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)	6. 0.9D ± (1.6W o 1.0E)
7. 0.6D ± (W o 0.7E)	

Donde:

**D:** Carga muerta

**L:** Carga viva debido a equipo y ocupación.

**Lr:** Carga viva de techo

**S:** Carga de nieve

<sup>14</sup> Néstor Francisco Grande. "Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles" (Tesis UES, 2009), p. 15

<sup>15</sup> AISC Steel Construction Manual 13th edition, P. 2-8, 2-9.

**R:** Carga de lluvia o hielo

**W:** Carga de viento

**E:** Carga por sismo

Las combinaciones de carga para el método LRFD antes mencionadas, incluyen cargas que en nuestra región no son aplicables, por lo tanto la combinación de carga queda reducida a los factores y las cargas existentes en nuestro medio, de la siguiente manera:

### **METODO LRFD**

1.  $1.4D$
2.  $1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } R)$
3.  $1.2D + 1.6(Lr \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
4.  $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } R)$
5.  $1.2D \pm 1.0E + 0.5L$
6.  $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

Además se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones para aplicar las combinaciones de carga propuestas por el **AISC 2005** en el método de resistencia última:

1. El factor de carga para "L" en la ecuación 3, 4 y 5 será igual a 1.0 para garajes, zonas ocupadas por áreas destinadas a actividades públicas y todas aquellas áreas donde la sobre carga "L" sea mayor que 100 lbs/ft<sup>2</sup>.
2. Cuando la carga de viento no ha sido reducida por un factor de direccionalidad, se permite utilizar 1.3W en lugar de 1.6W en las ecuaciones 4 y 6. En las combinaciones de carga propuesta por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles **ASCE 7-98**, y en el **Internacional Building Code IBC 2000**, se incluye un factor de direccionalidad del viento que para edificios es de 0.85. El factor de carga para viento en las ecuaciones de las combinaciones de carga fue aumentado de manera consecuente ( $1.3/0.85 = 1.53$  redondeado a 1.6). El código permite usar el factor de carga anterior de 1.3 si la carga de viento de diseño se obtienen de otras fuentes que no incluyan el factor de direccionalidad del viento.
3. Cuando la carga sísmica "E" se basa en fuerzas sísmicas a nivel de servicio, en las ecuaciones 5 y 6 se deberá usar 1.4E en lugar de 1.0E. Cabe recalcar que las fuerzas

sísmicas obtenidas mediante nuestra Norma Técnica de Diseño por Sismo son a nivel de servicio, puesto que los espectros de diseños del cual se derivan nuestras ecuaciones son realizados de cargas sin incrementar. Por tal motivo utilizaremos para las cargas sísmicas obtenidas por nuestra Norma el factor de 1.4E.

### 3.4.2.3. Diseño de elementos de estructuras de techos.

En los apartados anteriores se ha descrito el comportamiento de los diferentes elementos que conforman la estructura de techo, lo cual define sus esfuerzos ante las solicitaciones. Luego de ver en el apartado anterior el método de diseño que se utiliza en este estudio se enfatiza la aplicación del método de diseño por resistencia última (**LRFD**) al diseño de las estructuras de techo, lo cual se detalla en los párrafos siguientes.

#### a) Diseño de viga de alma llena.

En la sección 3.4.1.2 se estableció que las vigas de alma llena para estructuras de techo están sometidas a flexo compresión, debido a las conexiones rígidas con las columnas. En ocasiones debido a que la pendiente del techo no es muy pronunciada la fuerza axial es muy pequeña, y la viga se diseña por flexión y se revisa por cortante.

La condición a cumplir para el diseño es entonces dada por la **Ecuación 3.45** del apartado anterior, para elementos sometidos a flexión; el modulo Z en la ecuación se encuentra en las tablas de la especificación **LRFD**. La revisión por cortante está dada por la **Ecuación 3.48**; puesto que las vigas de sección W son las más utilizadas en vigas de techo se tiene un cortante nominal ( $V_n$ ) dado por:

$$V_n = 0.6f_yA_w = 0.6f_y(d \times t_w) \quad (\text{Ec. 3.48})$$

Donde:

$t_w$  = espesor del alma.

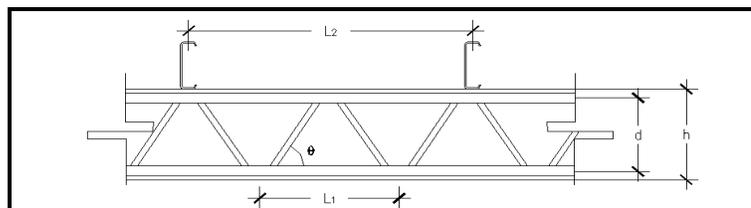
$d$  = peralte efectivo de la seccion.

## b) Diseño de vigas de alma abierta.

El diseño para este tipo de vigas se basa en las condiciones para los miembros que la componen, estos son los miembros de la cuerda y los miembros de la celosía.

### ✓ *Miembros de la cuerda:*

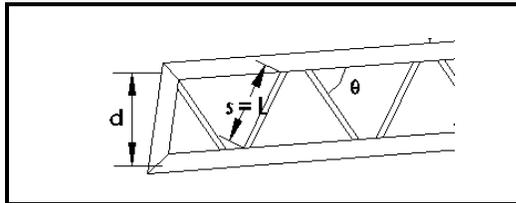
Se diseñan como miembros bajo carga axial; el miembro a tensión por lo general es la cuerda inferior y se dimensiona con las **Ecuaciones 3.39 y 3.40**. La cuerda a compresión se selecciona en base a las revisiones por esbeltez dadas por la **Ecuación 3.43**, para esto se puede seleccionar la misma sección de la cuerda a tensión aunque por lo general es siempre mayor el área requerida a compresión. Las revisiones por pandeo en la cuerda a compresión pueden ser pandeo total o local, para cada una de las revisiones se debe establecer la longitud libre no arriostrada del elemento. En la condición de pandeo local se toma la longitud no arriostrada de la cuerda ( $L_1$ ), como la distancia entre dos puntos de conexión de la cuerda y la celosía. Para la condición de pandeo total la longitud no arriostrada ( $L_2$ ) se toma por lo general igual a la separación entre largueros, suponiendo de esta manera que estos son efectivos para brindar soporte lateral a la cuerda superior de la viga (ver figura 3.34).



**Figura 3.34. Longitud no arriostrada para la cuerda superior en pandeo local ( $L_1$ ) y total ( $L_2$ ).**

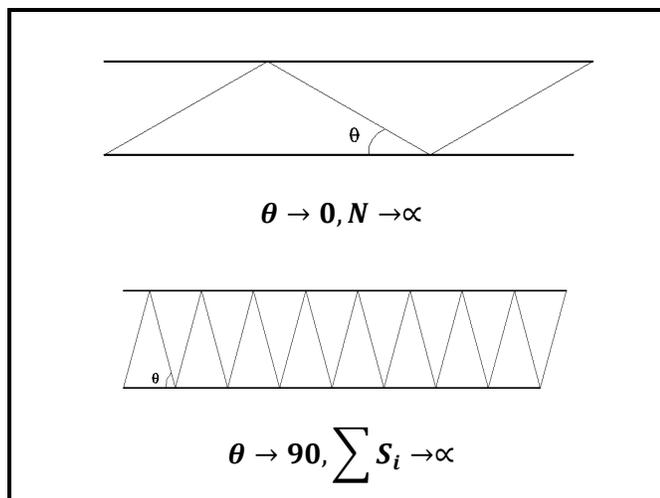
### ✓ *Miembros de celosía.*

Según el análisis descrito en la sección 3.4.1.2a los miembros de la celosía son miembros bajo carga axial, a tensión o compresión. En el diseño de estos miembros se toma por lo general la mayor sollicitación a compresión y se revisa la relación de esbeltez según la **Ecuación 3.43**. Por lo tanto la selección del área transversal de la barra se basa en la revisión por pandeo local misma, con las disposiciones expuestas para la cuerda en compresión y con longitud no arriostrada  $L = d/\text{Sen } \theta$  (ver figura 3.35).



**Figura 3.35. Longitud no arriostrada para la celosía.**

Es importante notar que la sollicitación en las barras de celosía depende del ángulo  $\theta$ . Así, si  $\theta$  es pequeño la fuerza en la barra aumenta; caso contrario se tendrían los nudos muy cercanos y la longitud de cada barra aumenta (ver figura 3.36), lo cual produce más susceptibilidad al pandeo y un incremento en los costos. Por tanto se recomienda un valor de  $\theta$  entre  $45^\circ$  y  $60^\circ$ , siendo este último el más usado.



**Figura 3.36. Valores extremos de  $\theta$ .**

**c) Diseño de armaduras.**

Los miembros de armaduras son cargados axialmente bajo cualquier tipo de carga; el diseño de estos miembros se basa en la selección del área de la sección transversal que cumpla con las condiciones dadas en las **Ecuaciones 3.39** y **3.40** para elementos en tensión, y la **Ecuación 3.36** para elementos en compresión.

En los casos en que la separación de los largueros no coincida con la distancia entre nudos de la armadura, se debe considerar la flexión en los miembros de la cuerda superior, entonces la selección del área transversal debe cumplir con la **Ecuación 3.45**.

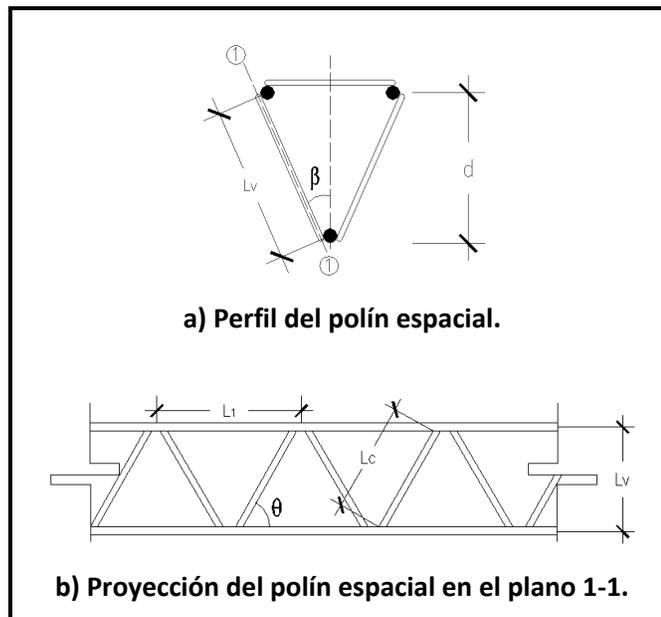
**d) Diseño de polines espaciales.**

- ✓ Miembros de la cuerda.

Los miembros del alma se diseñan como miembros bajo carga axial; el miembro a tensión por lo general es la cuerda inferior y se dimensiona con las **Ecuaciones 3.39 y 3.40**. Las cuerdas a compresión (por lo general las superiores) se seleccionan en base a las revisiones por esbeltez dadas por la **Ecuación 3.43**, para esto se puede seleccionar la misma sección de la cuerda a tensión aunque por lo general es siempre mayor el área requerida a compresión.

Las revisiones por pandeo en las cuerdas a compresión pueden ser pandeo total o local, para cada una de las revisiones se debe establecer la longitud libre no arriostrada del elemento. En la condición de pandeo local se toma la longitud no arriostrada de la cuerda ( $L_1$ ), como la distancia entre dos puntos de conexión de la cuerda y la celosía (ver figura 3.37b), que se determina a partir de la proyección de la celosía lateral en el plano de la misma y a lo largo del polín, el perfil del polín se muestra en la figura 3.35a, a partir de lo cual se determina:

$$L_v = \frac{d}{\cos\beta} \quad (\text{Ec. 3.49})$$



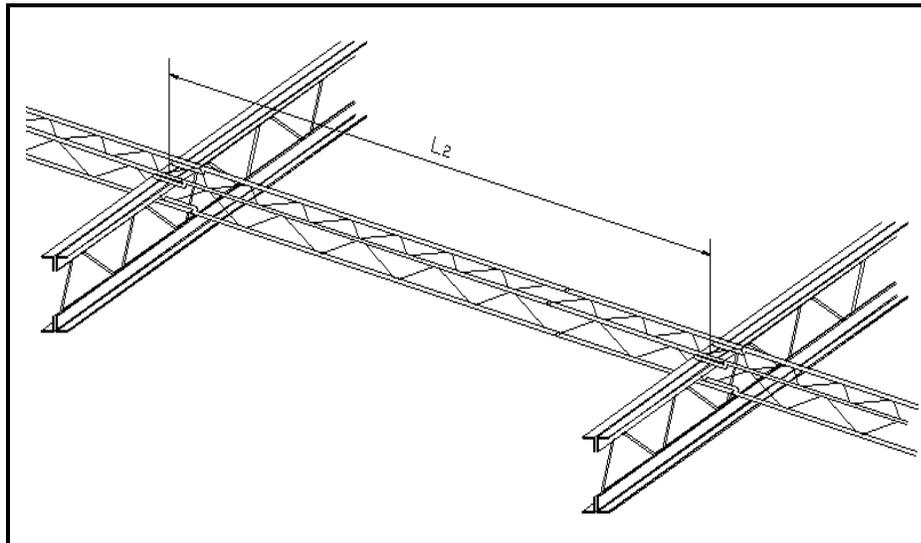
**Figura 3.37. Longitud no arriostrada  $L_1$  en polín espacial.**

En el plano 1-1 se observa el polín según la figura 3.37b, y se obtiene la longitud  $L_c$  de la siguiente manera:

$$L_c = \frac{Lv}{\text{sen}\theta} = \frac{d}{\text{sen}\theta\text{cos}\beta} \quad (\text{Ec. 3.50})$$

Las recomendaciones para la inclinación de la celosía de la viga de alma abierta expuestas anteriormente se pueden aplicar para los polines espaciales, por lo tanto si el ángulo  $\theta$  es  $60^\circ$  entonces  $L_c$  es igual a  $L_1$  (ver figura 3.37b), caso contrario también es posible calcular  $L_1$  con geometría básica.

Para la condición de pandeo total la longitud no arriostrada ( $L_2$ ) se toma por lo general igual a la separación entre vigas de techo, suponiendo de esta manera que los puntos de conexión entre larguero y viga son suficientes para no permitir desplazamientos laterales en el larguero. (Ver figura 3.38).



**Figura 3.38. Longitud no arriostrada  $L_2$  en polín espacial.**

- ✓ Miembros de la celosía.

En los miembros de la celosía se revisan las condiciones de pandeo local, igual que las vigas de alma abierta, se debe determinar la longitud no arriostrada del miembro la cual es la calculada con la Ecuación 3.43.

**e) Diseño de polines laminados.**

En secciones anteriores se abordó la resistencia a flexión de un polín laminado tipo C, y como la inclinación del techo afecta su comportamiento. El diseño de este tipo de perfiles, debido a su inherente asimetría y a su disposición con respecto a cargas gravitacionales, está basado en cumplir la siguiente ecuación de interacción dada en la sección **H.1a** de la **Especificación AISC LRFD**, que expresa la condición que debe cumplir un elemento sujeto a flexión asimétrica sin carga axial

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 3.51}$$

Donde:

$M_{ux}$  = momento flexionante factorizado alrededor del eje x (eje fuerte)

$M_{uy}$  = momento flexionante factorizado alrededor del eje y (eje débil)

$M_{nx}$  = resistencia nominal a flexión alrededor del eje x

$M_{ny}$  = resistencia nominal a flexión alrededor del eje y

$\phi_b$  = factor de resistencia a flexión (0.9)

A partir de esta ecuación es posible considerar los efectos de torsión generados en el polín debido a la excentricidad de la componente de la carga paralela al eje débil con respecto al eje que pasa por el centro de cortante (ver sección 3.4.1.1b), reduciendo la resistencia a flexión del perfil en la dirección del eje débil ( $M_{ny}$ ) por un factor de **0.5** según la ecuación 3.52:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{2M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. 3.52}$$

**f) Diseño de tensores y arriostramientos.**

Los tensores y arriostramientos son elementos sometidos a tensión, por lo tanto el diseño se basa en cumplir con las condiciones de las **Ecuaciones 3.39** y **3.40**.

### **g) Diseño de conexiones y apoyos.**

El diseño de las conexiones y apoyos depende del tipo de elementos a unir, ya sea columnas con vigas, vigas con vigas, etc., además del nivel de rigidez que se requiera en la unión según las suposiciones de diseño.

Como se mencionó en el capítulo anterior las conexiones en perfiles metálicos pueden ser de dos tipos: **conexión con soldadura** o **conexión atornillada**, de las cuales la más utilizada en estructuras de techo es la conexión con soldadura por su economía y facilidad de instalación. A continuación se detallan las conexiones que pueden existir en las estructuras de techo con base al tipo de conexión a utilizar.

#### **g.1) Conexiones con soldadura**

Anteriormente en el capítulo II se definió conceptualmente este tipo de conexión, en este apartado se detallan las ecuaciones de diseño con base al comportamiento de los esfuerzos que se generan en las conexiones, para las conexiones de soldadura se deben analizar los estados límite de resistencia que se mencionan a continuación.

#### **Resistencia de diseño según AISC (LRFD).**

Para determinar la resistencia de diseño de la soldadura se deberá verificarse el estado límite de resistencia del metal de aportación y el estado límite de resistencia del metal base.

Cuando se analiza la resistencia de diseño del metal de soldadura, es práctica común considerar que la garganta de la soldadura se encuentra sometida solamente a esfuerzo de cortante, sin tomar en cuenta la disposición de la soldadura, por lo que el estado límite del metal de aportación siempre corresponde a la fractura en cortante en la garganta la cual se determina en base a la siguiente ecuación.

$$R_{dw} = \phi F_w A_w \quad \text{Ec. 3.53}$$

Dónde:

$R_{dw}$  = resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal de aportación.

$\phi$  = factor de resistencia 0.75 correspondiente a la fractura por cortante.

$A_w$  = área efectiva de la sección transversal de la soldadura

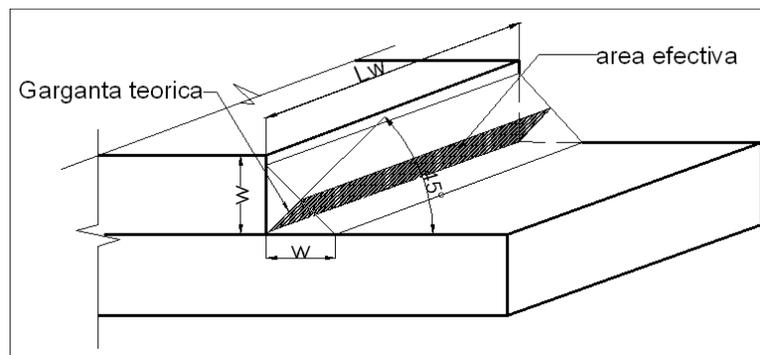
$F_w$  = resistencia nominal del material del electrodo.

El área efectiva (ver figura 3.42) de la soldadura será la longitud efectiva ( $l_w$ ) multiplicada por la garganta efectiva ( $t_e$ ), que es la sección donde ocurre el cortante máximo, según la sección J2.2 del LRFD, la garganta de la soldadura se deberá determinar de la siguiente manera.

$$t_e = w \sin(45) = 0.707w \quad \text{Ec. 3.54}$$

La resistencia del material del electrodo  $F_w$  es de  $0.60F_{EXX}$  ( $F_{EXX}$  es la resistencia por clasificación del metal base, el coeficiente 0.60 es una reducción arbitraria para compensar cualquier incertidumbre en la calidad de la soldadura).

Los electrodos para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En este sistema de clasificación la letra E significa electrodo y los dos primeros dígitos indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura. Los dígitos restantes designan la posición para soldar, corriente, polaridad, etc., información necesaria para el empleo correcto de un electrodo específico.



**Fig. 3.39** área efectiva de soldadura.

Con base a lo anterior la resistencia de diseño de la soldadura estará determinada de la siguiente manera:

$$R_{dw} = 0.75(0.60(F_{EXX}))t_e L_w \quad \text{Ec. 3.55}$$

El apéndice J2.4 del LRFDS toma en cuenta el aporte adicional de la soldadura transversal u oblicua como función del ángulo( $\theta$ )de la carga medido desde el eje longitudinal de la

soldadura, en las armaduras de techos no existen cambios significativos en la dirección de la carga por lo que se podrá utilizar esta alternativa de la manera siguiente.

$$R_{dw} = 0.75(0.60(F_{EXX}))t_e L_w [1.0 + 0.50(\text{sen}\theta)^{1.5}] \quad \text{Ec. 3.56}$$

Cuando la carga se encuentra en la misma dirección de la soldadura (soldadura longitudinal), también debe investigarse la resistencia a cortante del material base adyacente según la sección J4.1 LRFDS.

$$R_{dBM} = \phi F_{BM} A_{BM} \quad \text{EC. 3.57}$$

Donde:

$R_{dBM}$  = resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal base.

$\phi$  = factor de resistencia 0.75 correspondiente a la fractura por cortante.

$A_{BM}$  = área de la sección del material base.

$F_{BM}$  = resistencia nominal del material base.

### Consideraciones para la soldadura de filete

Cuando las soldaduras son muy pequeñas con respecto a los elementos a conectar, se puede generar el efecto de enfriamiento de los elementos gruesos sobre la soldadura y volverse muy quebradiza, para evitar la formación de grietas y minimizar la distorsión la especificación establece un tamaño mínimo de pierna de soldadura ( $w$ ) (**figura 3.39**), la tabla 3.16 a continuación muestra los tamaños mínimos encontrados en la sección **J2.4** de la especificación.

**Tabla 3.16. Tamaño mínimo de soldadura de filete.**<sup>16</sup>

Espesor de la parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete (a), mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
(a) Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deberá utilizar soldaduras de paso simple	

<sup>16</sup>Tabla J.2.4 Specifications and Code del American Institute of Steel Constructions (AISC) 2005, Third Edition, U.S.A, 16-156

Aunque no existe limitación para el tamaño de la soldadura, es necesario identificar el borde de la placa para la colocación del calibrador de soldadura, por lo que el tamaño máximo de la soldadura está determinado por el espesor del miembro a conectar (**sección J2.2b de la especificación AISC**)

- A lo largo de los bordes del material con espesor menor de 6mm, no mayor que el espesor del material
- A lo largo del material con espesor igual o mayor a 6mm, no mayor que el espesor del material menos 2mm, la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura podrá ser menor a 2mm siempre que sea posible verificar el tamaño de la soldadura.

La longitud mínima de la soldadura de filete deberá ser por lo menos 4 veces el tamaño nominal de la soldadura, para considerar el efecto negativo de cráteres de la soldadura.

#### **Bloque de cortante.**

Para el diseño de elementos sometidos a tensión deberá verificarse en la conexión que se produzca este modo de falla, que consiste en el desgarramiento de la placa de unión, en el caso de las conexiones soldadas el área de desgarro está limitada por los centros de las líneas de soldadura de filete. La resistencia por bloque de cortante se puede definir como la suma de la resistencia a cortante proporcionada por la los lados del bloque paralelo a la fuerza a tensión, y la resistencia a la tensión proporcionada por el lado perpendicular a la tensión los criterios de diseños se encuentran en la sección J4.3 de la especificación AISC. Para la revisión las formulas a utilizar es:

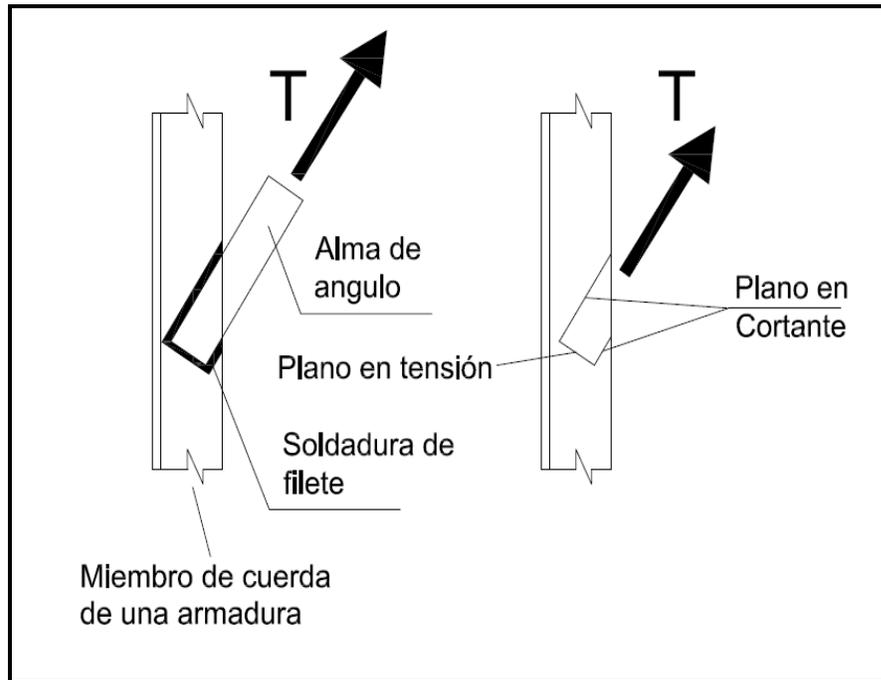
$$T_{bs} = \phi(0.6)F_u A_{nv} + \min(\phi 0.6F_y A_{gt}, \phi F_u A_{nt}) \quad \text{Ec. 3.58}$$

Para conexiones soldadas el área neta a tensión es igual a área total en tensión y donde:

$T_{bs}$  = resistencia de diseño por bloque de cortante.

$A_{nv}$  = area neta sujeta a cortante.

$A_{gt}$  = area total sujeta a tensión.



**Fig. 3.40 Bloque de cortante en conexión soldada.**

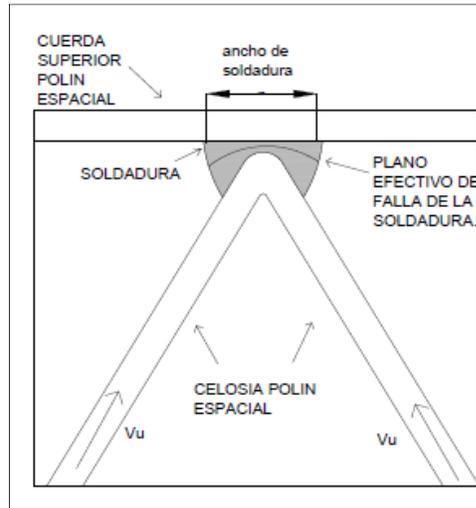
Con base a las consideraciones de diseño para las conexiones de soldadura, a continuación se presentan los casos específicos para los elementos constituyentes de estructuras de techo en las cuales se utiliza este tipo de conexión.

**i. Conexión tipo soldadura entre celosía y barra longitudinal en polín espacial.**

La soldadura de unión entre la celosía y las barras longitudinales deberá resistir la carga de corte en el polín espacial, la cual es soportada por la celosía.

La determinación de esta carga en la celosía se verá detenidamente en capítulo siguiente específicamente en la sección de diseño estructural de elementos secundarios.

La resistencia de la soldadura se determina en base a la ecuación 3.55, donde la longitud será el largo de soldadura, aunque el AISC propone que la longitud de soldadura curvada sea medida en dirección del eje efectivo de corte, pero por efectos de practicidad se toma el largo de soldadura como se observa en la figura 3.41.



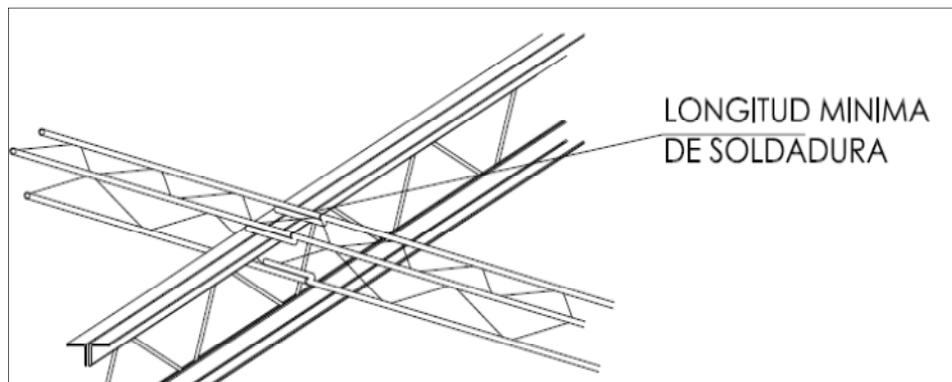
**Fig. 3.41 soldadura en polín espacial.**

**ii. Conexión tipo soldadura entre polín espacial y viga de alma abierta.**

Los polines espaciales no soportan carga paralela a su eje longitudinal ver fig. 3.17, por lo tanto no transfiere carga lateral a los miembros donde se conecta, por lo que la soldadura de conexión entre polín espacial y viga de alma abierta puede ser deducida en base a la longitud mínima establecida por el manual de diseño AISC (LRFD) ver fig 3.42.

$$L_{min} \geq 4t_w \quad \text{Ec. 3.59}$$

Donde  $t_w$  = a espesor nominal de soldadura.



**Fig. 3.42 conexión típica polín espacial viga de alma abierta.**

### iii. Conexión tipo soldadura entre celosía y ángulo longitudinal en viga de alma abierta.

Se deberá determinar la carga cortante de la viga de alma abierta soportada por la celosía. La resistencia de la conexión celosía ángulo estará dada por la ecuación 3.55 donde la longitud de la soldadura será la suma total de soldadura colocada tal y como se muestra en la figura 3.43.

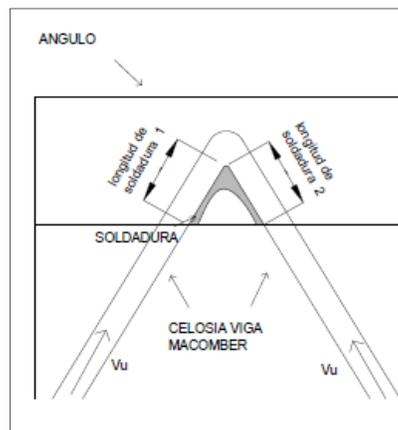


Fig. 3.43 conexión típica celosía viga de alma abierta.

### iv. Conexión tipo soldadura entre viga de alma abierta y elemento metálico de apoyo.

Este tipo de conexión se da entre vigas de alma abierta y cualquier elemento primario de la estructura como armaduras o vigas de alma llena. La resistencia de la conexión entre estos miembros se determina en base a la resistencia proporcionada por la soldadura de filete a la carga axial producida en la viga de alma abierta debido a la inclinación de esta o los efectos de cargas accidentales como la carga de sismo, según se observa en la fig. 3.44.

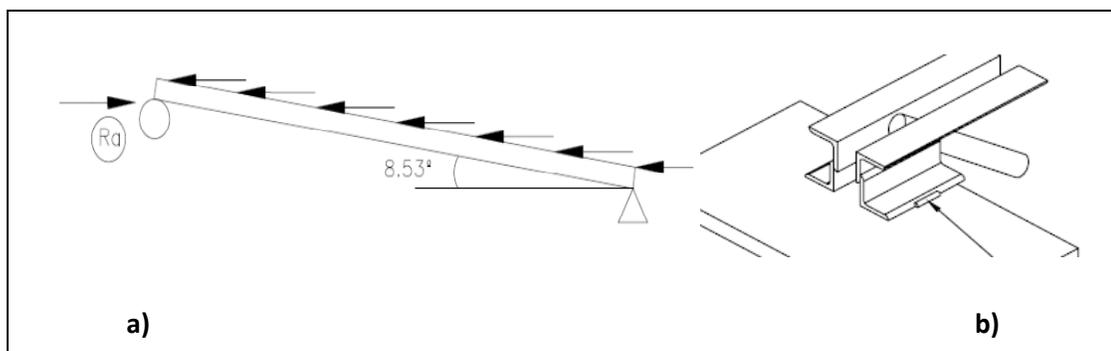


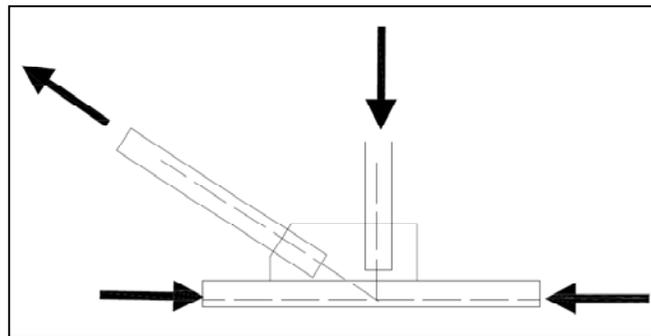
Fig. 3.44. a) Reacción en conexión viga de alma abierta con apoyo  
b) soldadura que soportara la reacción.

**v. Conexión tipo soldadura entre elementos que componen la armadura.**

Cuando el alma de la cuerda inferior o superior de una armadura es geoméricamente lo suficientemente grande para proporcionar a las diagonales o montantes la longitud de soldadura necesaria, entonces se hace una conexión si hacer uso de placa de conexión, de lo contrario esta deberá diseñarse.

**Placa de conexión en armadura.**

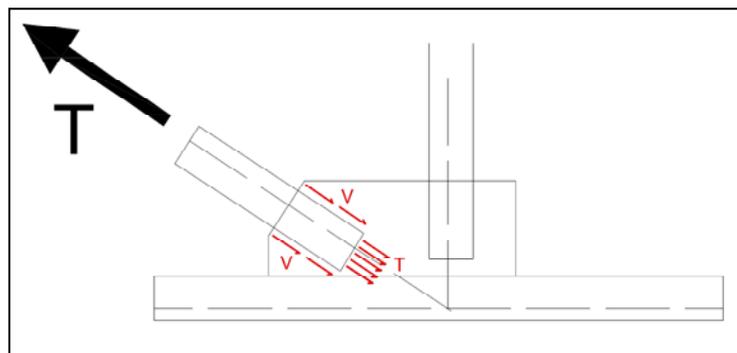
En las conexiones de armadura con placa los ejes de los elementos deberán concurrir en un solo punto con el fin de evitar excentricidades ver figura 3.45.



**Figura 3.45. Conexión típica de armadura.**

**Revisión de bloque de cortante.**

Esta revisión deberá hacerse según lo descrito en la sección bloque de cortante.



**Fig. 3.47. Distribución de esfuerzos en los filetes de soldadura**

### Revisión corte en la soldadura de la placa

La unión de la placa con la soldadura se verá afectada por el cortante directo producido por la carga, por lo que se deberá revisar si la soldadura resiste el efecto del cortante mediante la fórmula.

$$\phi R_n = \phi(0.6)F_u A_{nv} \quad \text{Ec. 3.60}$$

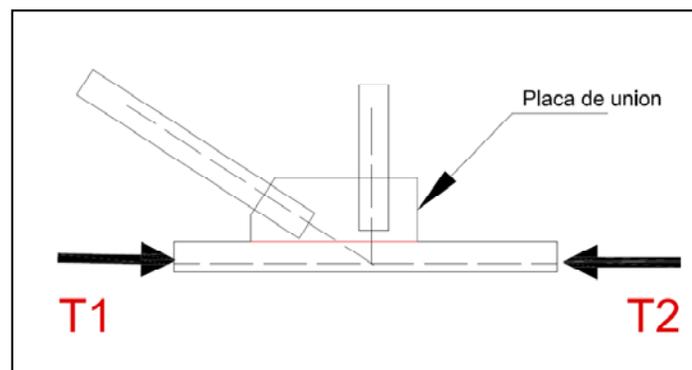


Fig. 3.48 Corte en la unión de la soldadura.

### Revisión de la flexión en la placa.

La revisión de la placa por flexión deberá calcularse en base a la suposición a que son validas las formulas elementales para vigas (las secciones planas permanecen planas).

$$\phi f_{max} = \frac{M_u c}{I} \quad \text{Ec. 3.61}$$

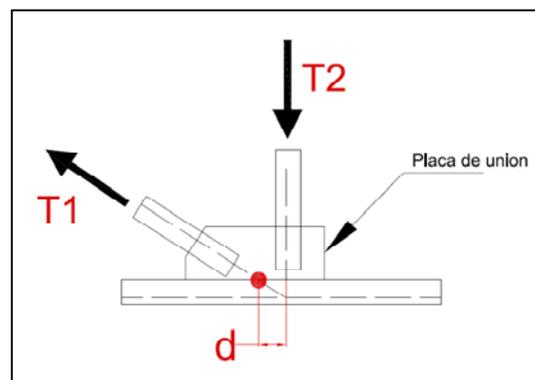


Fig. 3.49. Excentricidad de las cargas sobre la placa de conexión.

## **g.2) Diseño de Apoyos**

También como parte importante de los elementos de la estructura de techo están los apoyos, con los cuales se realiza la unión entre los miembros de la estructura de techos y los elementos verticales resistentes de la estructura principal, como por ejemplo unión de elementos estructurales de techo con paredes de concreto reforzado o de mampostería, columnas de concreto reforzado o acero estructural, etc. Se detalla a continuación cual es el procedimiento de diseño para los apoyos en los diferentes tipos de elementos de la estructura de techos.

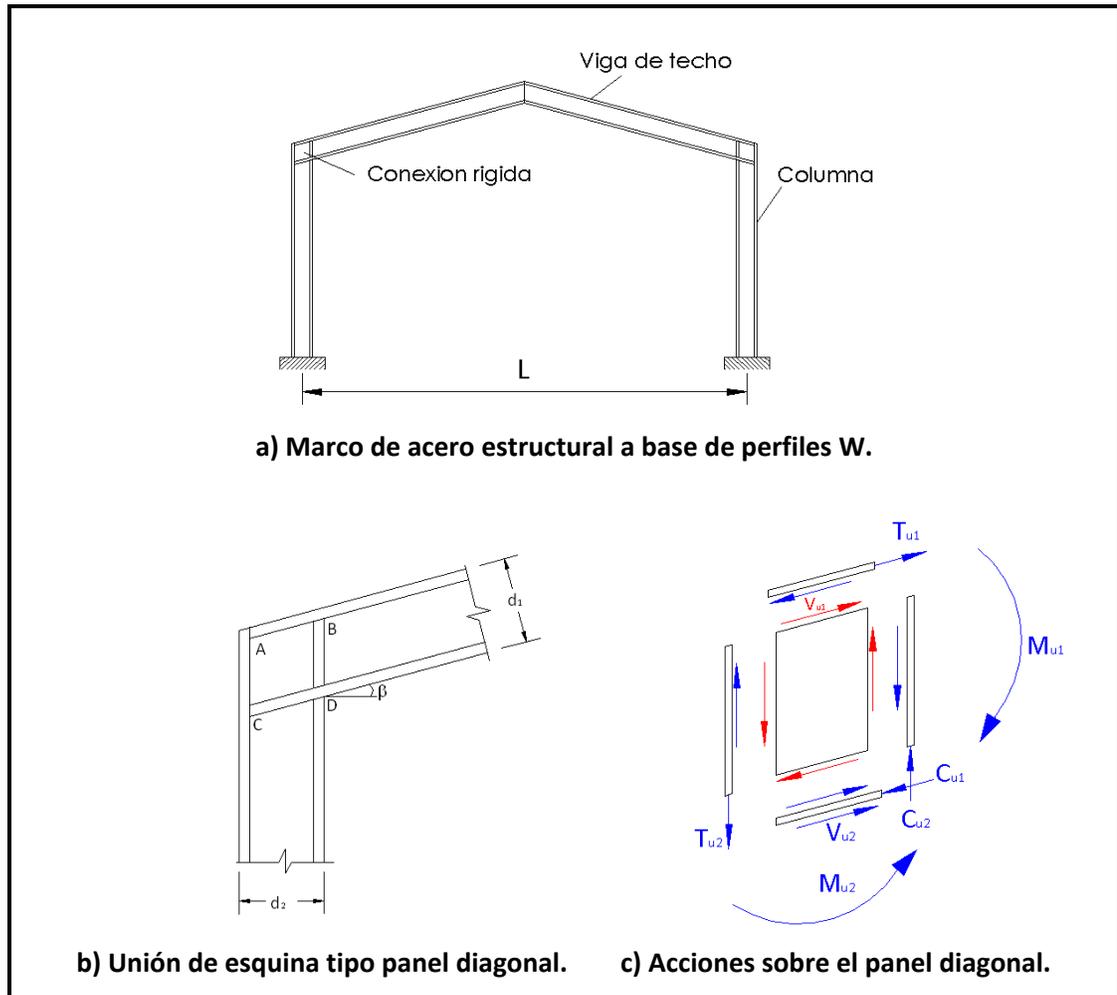
### **i. Uniones rígidas de viga a columna en marcos de acero estructural.**

En edificios de baja altura, por lo general de un nivel, se utilizan marcos rígidos a base de perfiles de acero estructural para conformar el sistema estructural de la edificación. Los marcos de un solo claro y nivel son denominados marcos portal y se considera que las uniones entre vigas y columnas son completamente rígidas (ver figura 3.50a), es decir, son capaces de transmitir las acciones internas: fuerza axial (N), cortante (V) y momento flector (M). Si estos marcos se componen de vigas y columnas a base de perfiles de alma llena de acero estructural, el alma de estos elementos debe coincidir con el plano del marco, es decir, el plano de carga del marco.

Existen muchas formas de lograr una conexión de este tipo, la figura anterior muestra una conexión típica de esquina en diagonal, utilizada comúnmente en marcos con vigas inclinadas para techo. Por lo general se utilizan perfiles de acero estructural tipo W para este fin; según el detalle mostrado en la Figura 3.50b es común la práctica de prolongar los patines de la viga (AB y CD), colocar un elemento placa con un área equivalente al patín externo de la columna (AC) y un atiesador o rigidizador en la línea del patín interior de la columna (BD). Además es recomendable que las uniones en los puntos D y C se desarrollen con soldadura de penetración total, mientras que la de los puntos A y B y demás uniones con soldadura de filete<sup>17</sup>.

---

<sup>17</sup> Vinnakota, Sriramulu. "Estructuras de acero: comportamiento LRFD" (Mc Graw-Hill interamericana, México 2006, ed. Primera) p. 849.



**Figura 3.50 Conexión rígida de marcos de acero estructural.**

Para el diseño de estas conexiones rígidas se analiza el nudo en diagonal (zona del panel) y las acciones transmitidas por éste a los elementos; la figura 3.50c muestra estas acciones y para lo cual además se hacen las siguientes suposiciones:

- ✓ Las fuerzas normales de tipo axial y las producidas por momento flector son absorbidas por los patines de las vigas.
- ✓ El cortante es absorbido por el alma.
- ✓ La conexión (zona del panel) no se flexiona.

Se supone que además que los patines de la viga (AB Y CD) son adecuados para la conexión si son adecuados para la viga, es decir para resistir las fuerzas normales debidas al momento

flector ( $M_1$ ); también que el atiesador o rigidizador (BD) es capaz de resistir y transmitir la compresión en el patín de la columna hacia el alma de la viga.

Suponiendo que el panel diagonal ABCD de la figura 3.50b no se flexiona y que la distancia entre los centroides de los patines de la viga es 5% menor que el peralte de ésta, con referencia a la Figura 3.50c se obtiene la fuerza  $Tu_1$  mayorada que transmite el patín AB:

$$Tu_1 = \frac{Mu_1}{0.95d_1} \quad \text{Ec. 3.62}$$

Se observa que la fuerza axial se desprecia debido a que es de sentido contrario a  $Tu_1$  y su valor por lo general suele ser pequeño. El cortante inducido en el panel se determina según el equilibrio entre el patín y el panel:

$$Vu_1 = Tu_1 \quad \text{Ec. 3.63}$$

Según las especificaciones del **AISC** y en base a la Figura 3.39c la resistencia nominal al cortante del panel diagonal se calcula así:

$$Vn_1 = \frac{\phi_v(0.6f_y)t_w d_2}{\cos\beta} \quad \text{Ec. 3.64}$$

Dónde:

$t_w$  = Espesor del alma en el panel

$\phi_v$  = Factor de resistencia a cortante (0.9)

$\frac{d_2}{\cos\beta}$  = Segmento DC del panel diagonal

Las especificaciones de diseño establecen que el cortante actuante mayorizado ( $Vu_1$ ) debe ser menor al cortante nominal factorizado ( $Vn_1$ ):

$$Vu_1 \leq Vn_1 \quad \text{Ec. 3.65}$$

En la Ecuación de  $Vn_1$  por lo general se toma el espesor del alma del panel igual al espesor de la viga. En la mayoría de casos el espesor del panel requerido es mayor al espesor del alma de la

viga, por lo que se requiere reforzar el alma del panel con un atiesador o rigidizador diagonal en lugar de incrementar el espesor del alma ( $t_w$ ).

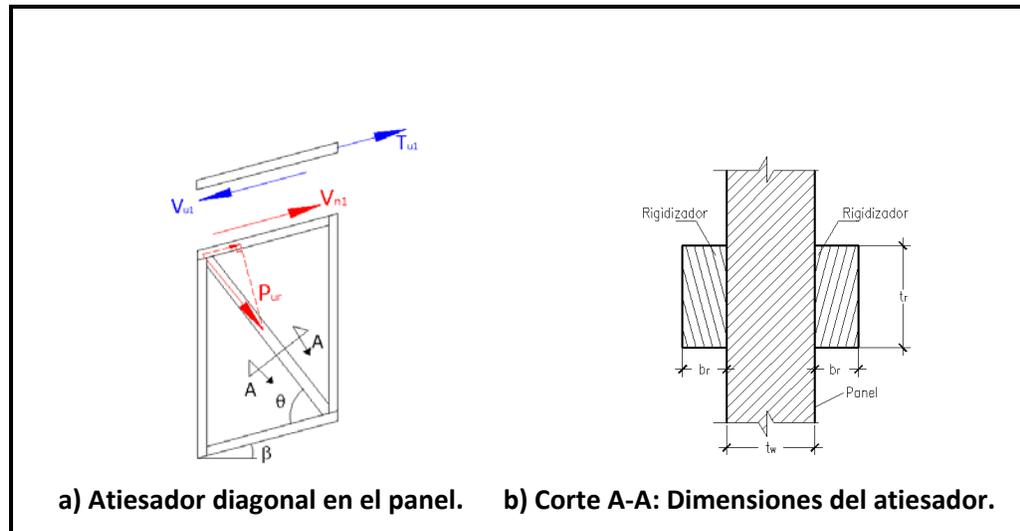


Figura 3.51. Refuerzo en el panel del alma con rigidizador diagonal.

El rigidizador consiste en un par de placas planas de ancho ( $b_r$ ) de espesor ( $t_r$ ) y esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ), dispuestos uno a cada lado del panel a lo largo de su diagonal (ver figura 3.51). El rigidizador es un miembro a una fuerza de compresión axial ( $Vu_r$ ) cuyo valor es la diferencia entre el valor de  $Vu_1$  y  $Vn_1$  y se calcula a partir del equilibrio entre el panel y el patín de la siguiente manera:

$$P_{ur} = \frac{Vu_r}{\cos(\theta + \beta)} = \frac{Vu_1 - Vn_1}{\cos(\theta + \beta)} \quad \text{Ec. 3.66}$$

La fuerza de compresión nominal del atiesador ( $Pn_r$ ) es:

$$Pn_r = \phi_c F_{cr} A_{sr} \quad \text{Ec. 3.67}$$

Donde:

$\phi_c$  = Factor de Resistencia a compresión (0.85).

$F_{cr}$  = Esfuerzo nominal de compresión.

$A_{sr}$  = Área de la sección transversal del atiesador  $(2b_r + t_w)(t_r)$

Además se debe limitar su relación ancho – espesor para evitar pandeo local prematuro:

$$\frac{b_r}{t_r} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Ec. 3.68

## ii. Diseño de apoyo de asiento no atiesadas.

Este tipo de uniones se utiliza cuando el elemento de apoyo es columna de acero estructural o cuando se dispone de una placa vertical conectada a paredes de concreto (ver figura 3.52 a y b). Con este tipo de conexión se logra que no se transmita momento flector de las vigas a las columnas, es decir, que representa la condición de apoyo simple.

Como se mencionó en el Capítulo II este tipo de apoyo consiste en un ángulo de apoyo, por lo general de 4 pulgadas, atornillado o soldado al elemento de apoyo. Se considera conveniente utilizar este tipo de conexión cuando las cargas transmitidas no sobrepasan las 68 toneladas<sup>18</sup>.

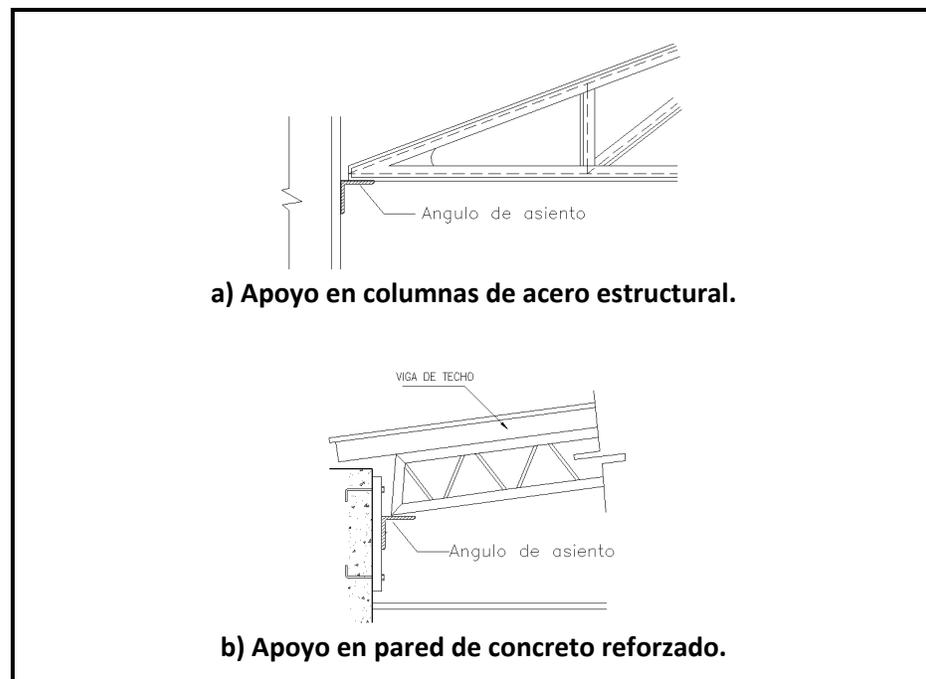
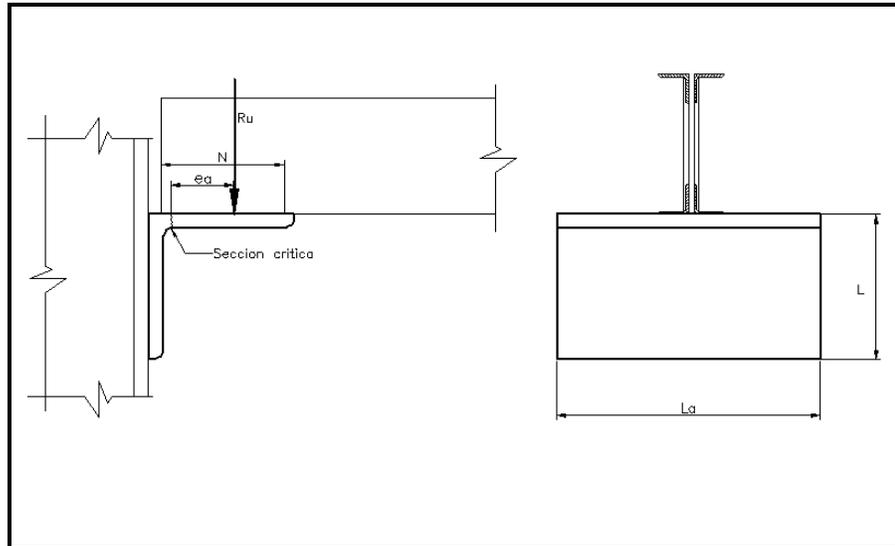


Figura 3.52. Apoyo no atiesado en diferentes elementos de apoyo.

El diseño de estas uniones consiste en la revisión por flexión del ángulo de apoyo en la sección crítica, localizada en la cercanía del centro del filete del ángulo. En la figura 3.53 se representa la longitud  $N$  como la distancia de apoyo de la viga, la distancia  $e_a$  como la excentricidad de la

<sup>18</sup> Vinnakota, Sriramulu. "Estructuras de acero: comportamiento LRFD" (Mc Graw-Hill interamericana, México 2006, ed. Primera) p. 824.

reacción mayorada  $R_u$  con respecto a la sección crítica, la longitud  $L_a$  como la longitud del ángulo de apoyo y  $L$  como la longitud del ala.



**Figura 3.53. Detalle de apoyo no atiesado.**

La reacción produce un momento actuante en el ángulo:

$$Mu_a = Ru \cdot e_a \quad \text{Ec. 3.69}$$

La resistencia a flexión en la sección crítica es:

$$Mn_a = \phi_b \left( \frac{1}{4} L_a t_a^2 \right) f_y \quad \text{Ec. 3.70}$$

Si se establece la condición de diseño:

$$Mu_a \leq Mn_a \quad \text{Ec. 3.71}$$

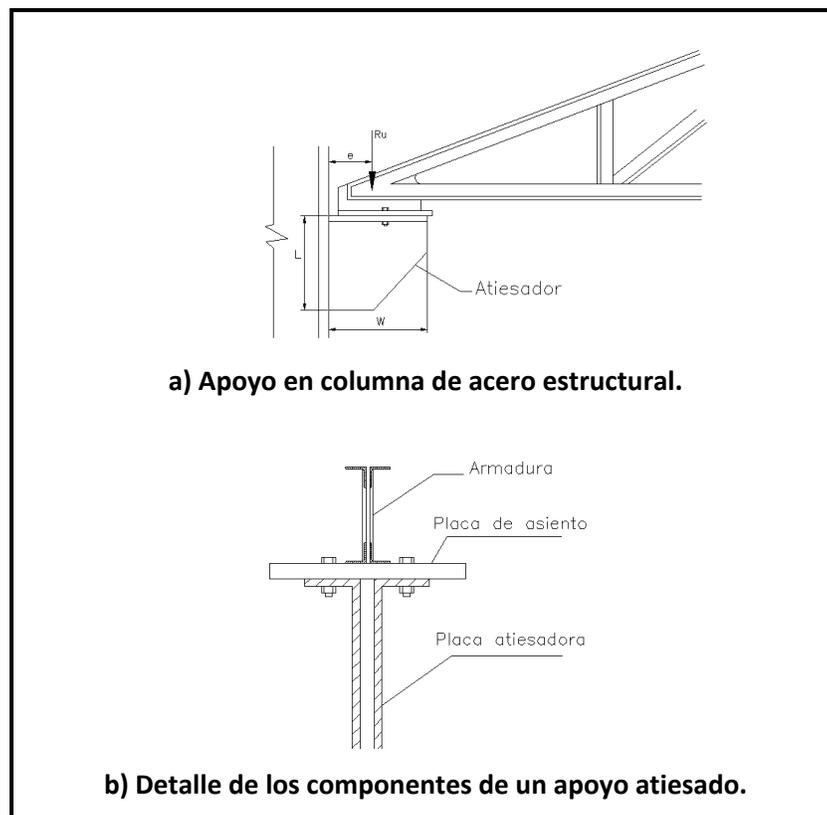
Se puede llegar a establecer la resistencia de un ángulo de apoyo no atiesado así:

$$R_a = \frac{\phi_b L_a}{4 e_a} t_a^2 f_y \quad \text{Ec. 3.72}$$

La **Tabla 9.7<sup>19</sup>** del **Manual** del **AISC** muestra las resistencia de diseño de los ángulos de asiento de 31/2 a 4 pulgadas, la cual es muy útil para seleccionar el ángulo al conocer la sollicitación de la reacción ***Ru***.

### iii. Diseño de apoyos de asiento atiesadas.

Este tipo de uniones se usan con la misma finalidad que las uniones de asiento no atiesadas, con la diferencia que las conexiones atiesadas soportan reacciones mayores a las que pueden soportar las no atiesadas. Las uniones atiesadas consisten en una placa de asiento y un elemento rigidizante o placa atiesadora la cual a su vez puede ser conformada por un par de ángulos o una sección T (ver figura 3.54).



**Figura 3.54. Apoyo atiesado.**

<sup>19</sup> Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, Third Edition, U.S.A.

El espesor de la placa de asiento puede ser entre 3/8 a 1/2 pulgada y su longitud es ligeramente mayor al ancho del patín de la viga. El espesor de la placa atiesadora debe ser mayor al espesor de la viga soportada en caso de ser viga de alma llena.

El diseño de esta unión consiste en establecer la longitud  $L$  de la placa atiesadora y su espesor  $t_r$ ; ya que la longitud  $L$  depende esencialmente de la soldadura para diferentes valores de  $L$  y de ancho de la soldadura se desarrolló la tabla 9.9 del Manual del **AISC**.

La placa atiesadora se supone que recibe la carga proveniente de la reacción factorizada  $R_u$ ; se establece el esfuerzo máximo de aplastamiento en el borde externo y suponiendo un comportamiento elástico de la siguiente manera:

$$f_{pu} = \frac{R_u}{Wt_r} + \frac{6R_u(W-N)}{2t_rW^2} = \frac{R_u(4W-3N)}{t_rW^2} \quad \text{Ec. 3.73}$$

La resistencia nomina al aplastamiento se define como:

$$f_{pn} = 1.8f_y \quad \text{Ec. 3.74}$$

Al establecer la condición de diseño:

$$f_{pu} \leq \phi f_{pn} \quad \text{Ec. 3.75}$$

Se puede determinar el espesor requerido por la placa:

$$t_r = \frac{R_u(4W-3N)}{\phi 1.8f_y W^2} \quad \text{Ec. 3.76}$$

Donde:

$N$  = longitud de contacto de la viga

$W$  = ancho de la placa atiesadora

$\Phi$  = factor de resistencia al aplastamiento (0.75)

Además suponiendo siempre un comportamiento elástico, la placa rigidizadora debe tener resistencia a flexión adecuada:

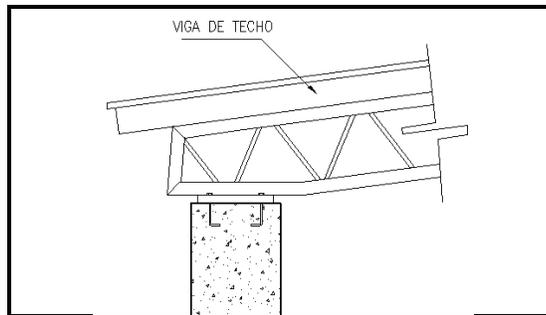
$$M_{ur} \leq M_{nr} \quad \text{Ec. 3.77}$$

$$R_{ur} \cdot e \leq \frac{\phi_b f_y t_r L^2}{6} \quad \text{Ec. 3.78}$$

$$t_r \geq \frac{6R_{ur.e}}{\phi_b f_y L^2} \quad \text{Ec. 3.79}$$

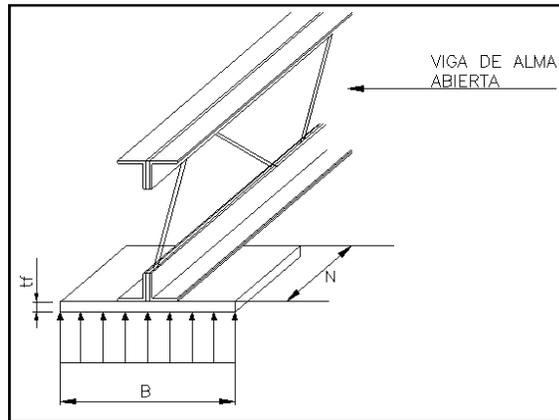
**iv. Diseño de placas de apoyo para elementos principales de estructuras de techo.**

Cuando los extremos de los elementos principales de las estructuras de techos están soportados por apoyo directo sobre concreto o mampostería (ver figura 3.55), con frecuencia es necesario distribuir las reacciones de dichos elementos por medio de placas de asiento o placas de apoyo.

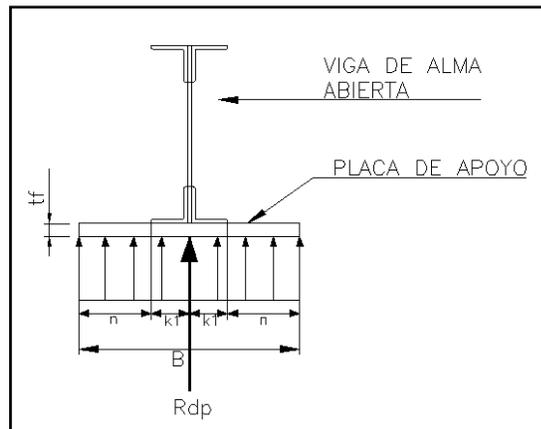


**Figura 3.55. Viga con placa de apoyo.**

Se supone que la reacción se distribuye uniformemente a través de la placa sobre el material de apoyo y que este a la vez reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada  $R_{dp}$  dividida entre el área  $A_1 (=BN)$  de la placa. La presión generada por el material en el que se apoya, tiende a doblar hacia arriba la placa de apoyo, como una viga simple en voladizo. El Manual del **LRFD** recomienda que se considere que la placa donde se apoya la viga tome el momento flexionante total producido. En las siguientes figuras se esquematiza cómo se comporta la placa de apoyo ante la reacción y el momento generado en la misma.



**Fig. 3.56. Elemento primario, soportado por placa de apoyo**



**Fig. 3.57. Esfuerzos generados en placa de apoyo**

En el esquema se muestra como la distribución de esfuerzos del material de apoyo sobre la placa, genera el momento sobre la misma  $R_{dp}$  que representa la reacción concentrada, bajo cargas factorizadas, transmitida por el elemento al apoyo, además:

$N$  = Longitud de la placa, paralela a la longitud del elemento.

$n$  = Distancia libre desde el patín inferior hasta el borde de la placa de apoyo.

$B$  = Ancho de la placa, perpendicular a la longitud de viga.

$t_f$  = Espesor de la placa de apoyo.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del material de la placa de apoyo

Para el diseño de la placa de apoyo, los estados límite que influyen, son:

- ✓ Estado límite de aplastamiento de la placa en el material de apoyo,  $R_{dp}$ .
- ✓ Estado límite de la resistencia a la flexión de la placa de apoyo,  $R_{df}$ .

Además de estos estados límite, se debe evaluar en el caso particular de las vigas de alma llena, dos estados límite más que están relacionados con la fluencia del alma de la viga y con la inestabilidad debilitamiento del alma de la viga. En los demás casos de elementos primarios de estructuras de techo, no predominan estos estados límite y el diseño se basa principalmente en los estados límite mencionados anteriormente.

En el proceso para dimensionar la placa de apoyo, se asume una longitud  $N$ , perpendicular a la longitud del elemento; aunque cuando se trata de vigas de alma llena, se dimensiona esta longitud de tal manera que no exceda los estados límite de fluencia del alma y el de inestabilidad debilitamiento del alma de la viga. Con la longitud  $N$  se analiza el estado límite de aplastamiento de la placa en el material de apoyo para dimensionar la longitud  $B$  y así obtener el área  $A_1$  de la placa; y luego una vez obtenida esta área de apoyo, se dimensiona el espesor de la placa de apoyo de tal manera que esta tenga la suficiente resistencia a la flexión.

La resistencia de diseño de aplastamiento del material de apoyo, para el caso del concreto, se debe tomar igual a  $\phi_c P_p$  de acuerdo a la especificación **J9** del **LRFD**. Tal especificación establece que cuando una placa de apoyo se extiende sobre toda el área de un soporte de concreto, la resistencia por aplastamiento del concreto puede determinarse así:

$$\phi_c = 0.60$$

$$R_{dp} = \phi_c R_{np} = \phi_c (0.85 f'_c \beta) A_1 = \phi_c (0.85 f'_c \beta) BN \quad \text{Ec. 3.80}$$

Con:

$$\beta = \min[\sqrt{\rho}, 2]; \rho = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Donde:

$R_{dp}$  = carga de aplastamiento de diseño en el concreto.

$R_{np}$  = carga de aplastamiento nominal en el concreto.

$\phi_c$  = factor de reducción de resistencia del concreto.

$f'_c$  = resistencia a la compresión del concreto.

$A_1$  = área de la placa de apoyo =  $BN$ .

$A_2$  = área efectiva de apoyo, bajo la placa de apoyo y dentro del cuerpo de apoyo.

Geoméricamente similar al área  $BN$  y concéntrica a ella.

$\beta$  = coeficiente de confinamiento

Al igualar  $R_{dp}$  de acuerdo con la ecuación 3.80 y al resolver para  $B$ :

$$B = \frac{R_{dp}}{\phi_c(0.85f'_c\beta)N} \quad \text{Ec. 3.81}$$

Para una placa que está completamente apoyada en el material de apoyo (concreto) el coeficiente de confinamiento es 1, de tal forma que:

$$B = \frac{R_{dp}}{\phi_c(0.85f'_c)N} \quad \text{Ec. 3.82}$$

Y el valor de  $B$  se redondea, en pulgadas, a la siguiente más alta.

En el estado límite de flexión para la placa de apoyo, el espesor requerido por la placa para soportar este esfuerzo de flexión se puede obtener como se muestra a continuación:

$$t_f = \sqrt{\frac{2.22R_{dp}n^2}{A_1F_y}} = \sqrt{\frac{2.22R_{dp}n^2}{BNF_y}} \quad \text{Ec. 3.83}$$

Donde:

$t_f$  = espesor de la placa de apoyo.

$N$  = longitud de la placa, paralela a la longitud del elemento.

$B$  = ancho de la placa, perpendicular a la longitud de la viga.

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material de la placa de apoyo.

$R_{dp}$  = reacción de la viga bajo las cargas factorizadas.

$n = (B/2) - k_1$

$k_1$  = distancia del centro del espesor del alma al límite del patín del elemento.

Para el caso de vigas de alma llena, particularmente, la distancia  $k_1$  esta determinada en las tablas del manual del LRFD, el cual no es igual al mencionado anteriormente, ya que se determina una distancia menor, debido a la concentración o punzonamiento que el alma de la viga genera en la placa de apoyo.

#### v. Diseño de pernos de anclaje para placas de apoyo.

Para soportar la placa de apoyo a la base de concreto, es necesario disponer de un mecanismo de anclaje, se realiza a través de pernos de acero soldados a la placa de apoyo y anclados a la base de concreto, para el análisis del comportamiento estructural de estos elementos se toman en cuenta las formas en que pueda fallar el elemento, a continuación se detallan las formas de falla y las ecuaciones basadas en el método de diseño de resistencia última para determinar las dimensiones de los elementos mencionados.

Estos elementos son conocidos como pernos de anclaje, que generalmente se forjan a partir de barras redondas de acero laminadas. Están hechos de acero dulce A307, con características esfuerzo-deformación muy similares a los de acero A36. Se encuentran disponibles en diámetros de 5/8" a 1 1/2" en incrementos de 1/8". Tienen cabeza cuadrada o hexagonal y se encuentran en tamaños regulares y de uso pesado, para el caso de las conexiones de placas de apoyo a elementos portantes de concreto reforzado, estas últimas son las que se utilizarán en el diseño de dichos elementos.

El diseño de este elemento para estructuras de techos, estará determinado por la resistencia del perno a la tracción generada por la carga vertical que recibe de los elementos que se apoyan en él, aunque es una forma de falla, el esfuerzo cortante que se genera en el perno no determinará las dimensiones de los elementos resistentes.

#### Estado límite de resistencia del acero a la tensión.

El requisito básico para el acero del anclaje es cumplir con el estado límite de falla a tensión por ruptura, según lo expuesto en la sección 3.4.2.1 ecuación 3.35. El área requerida ( $A_{req}$ ) se determina de la siguiente manera:

$$A_{req} = \frac{T_u}{\phi f_{ut}} \quad \text{Ec. 3.84}$$

Donde:

$T_u$  = Fuerza de tensión de diseño.

$f_{ut}$  = Esfuerzo último de tensión del acero del perno.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia por ruptura (0.75).

De esta manera se puede determinar la cantidad de acero necesaria para resistir los efectos de tensión del anclaje de la placa de apoyo.

**Estado límite de desprendimiento del concreto de anclaje.**

El requisito básico para un grupo de anclajes es cumplir con el estado límite de resistencia a tensión del material donde esta embebido el grupo de pernos

$$P_u \leq \phi P_n = \frac{A_N}{A_{No}} \psi_1 \psi_2 \psi_3 P_b \quad \text{Ec. 3.85}$$

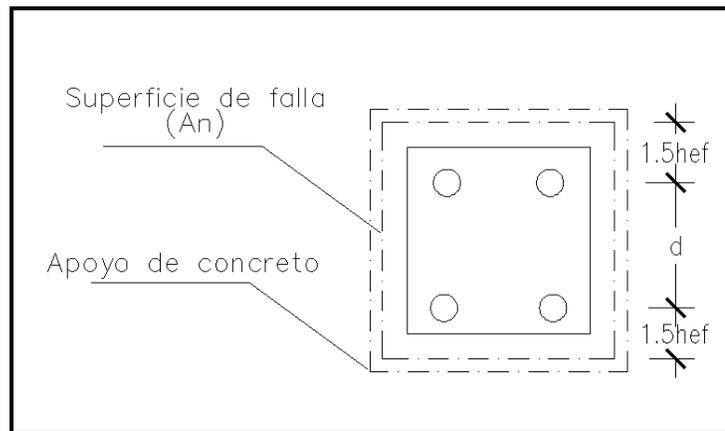
Los factores que contiene la ecuación anterior se definen en la tabla 3.17.

**Tabla 3.17 Factores para el estado limite de desprendimiento de concreto de anclaje.**

Fórmula	Descripción
$\phi = 0.70$	Factor de resistencia a tensión del concreto en presencia de elementos de anclaje.
$A_n = (1.5h_{ef} + d + 1.5h_{ef}) * (1.5h_{ef} + d_0 + 1.5h_{ef})$	Área de confinamiento del grupo de pernos de anclaje sobre la columna de concreto. Puede estar determinada por las limitaciones impuestas por los bordes libres del material de apoyo (ver figura 3.58).
$A_{no} = 9h_{ef}^{1.5}$ $A_n \leq nA_{no}$ ( $n \rightarrow$ número de conectores)	Área de la superficie de falla en el material de apoyo. También puede estar determinada por las limitaciones impuestas por los bordes libres del material de apoyo.
$\psi_1 = \left(1 + \frac{2e_N}{3h_{ef}}\right)^{-1}$	$e_N$ = Distancia entre el baricentro del grupo de anclajes y la fuerza de tracción. Este factor se aplica cuando hay múltiples filas de anclajes tensionados y se utiliza el enfoque de diseño elástico. En este caso se supone que cada fila individual de anclajes tensionados soporta diferentes niveles de carga con la resultante de la tracción aplicada con una excentricidad (en pulgadas) respecto del baricentro de los anclajes tensionados. Si se utiliza el enfoque de diseño plástico se supone que todos los anclajes soportan la misma carga y el factor de excentricidad, $\psi_1$ , se toma igual a 1,0.

$\psi_2 = 0.7 + 0.3 \frac{c_{min}}{1.5h_{ef}}$	<p>Este factor considera la distribución no uniforme de las tensiones para los anclajes ubicados próximos a un borde libre de concreto.</p>
$\psi_3 = (1.0, 1.25 \text{ ó } 1.4)$	<p>Este factor se toma igual a 1,0 cuando el anclaje está ubicado en una zona de un elemento donde un análisis indica que es probable que haya fisuración. Si el análisis indica que no es probable que bajo cargas de servicio se produzca fisuración (<math>ft &lt; fr</math>), <math>\psi_3</math> se puede tomar igual a 1,25 para los anclajes colados in situ, o como 1,4 para los anclajes incorporados al concreto endurecido.</p>
$P_b = 24\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$	<p>Representa la resistencia a tensión del concreto en presencia de elementos de anclaje.</p>

Para determinar los factores  $A_N$  y  $A_{No}$  que dependen de la geometría de la ubicación de los pernos, tal como se muestra en el siguiente esquema:



**Fig. 3.58 Áreas que determinan el estado limite de desprendimiento del concreto ( $h_{ef}$  = Longitud de empotramiento efectiva del perno en el concreto).**

Es importante conocer que todas las formulas están desarrolladas para el sistema ingles. Obtenidos los valores para determinar  $P_n$  se define si la longitud de empotramiento propuesta cumple con el requisito de resistencia para soportar el bloque de desprendimiento de concreto en el anclaje.

### 3.4.3. ETAPA DE REVISION

En las diferentes etapas de diseño estudiadas anteriormente, se realiza una revisión continua de los elementos constituyentes de estructuras de techos, esto es en sí el proceso de diseño, la verificación de que el elemento propuesto cumple con todas las solicitaciones a las que estará sometido durante su vida útil.

En esta etapa se hace la última verificación del elemento diseñado, que puede resultar en una modificación estructural del mismo, generalmente la revisión del elemento en esta última etapa es en función a los estados límite de servicio, que aunque no tienen implicaciones en el funcionamiento estructural, pueden tener implicaciones en el funcionamiento de servicio de la estructura, es decir en la apariencia, daños en elementos no estructurales, etc. Se mencionó anteriormente como el factor que define el estado límite de servicio en elementos de techos la deflexión o flecha máxima en el elemento debido a las cargas de servicio no factorizadas, a continuación se detalla matemáticamente:

$$\delta_{max} \leq \delta_{Sugerida} \quad (\text{Ec. 3.86})$$

Para:

$$Q = 1.0D + 1.0(L, L_r \text{ o } R) \quad (\text{Ec. 3.87})$$

Donde:

$\delta_{max}$  = Deflexión máxima del elemento bajo la carga Q

$\delta_{Sugerida}$  = Deflexión máxima sugerida para el elemento (vigas de techo)

Q = Cargas de servicio

La deflexión máxima sugerida para el elemento está definido de tal forma que las cargas de servicio no imposibiliten la prestación de servicio de la estructura, no hay establecidos límites específicos según las normas de diseño. En la tabla 3.13 de la sección 3.4.2 se muestra un ejemplo de los límites de servicio para flecha máxima sugeridos según Sriramulu Vinnakota.

Si la Ecuación 3.86 no es satisfecha, se debe hacer la evaluación de si es conveniente modificar la configuración estructural del elemento revisado, es decir, sus dimensiones, configuración geométrica y/o resistencia de los materiales.

Cuando se han realizado cambios estructurales, se debe de iniciar nuevamente con la fase conceptual del proceso de diseño estructural. Este proceso llevará de nuevo a la etapa de cálculo matemático, donde nuevamente se deberá corroborar si las secciones propuestas de los elementos cumplen con los requerimientos establecidos por los códigos de diseño.

### **3.5. PLANOS ESTRUCTURALES DE TECHOS**

Luego de establecer los elementos de la estructura del techo, su disposición, sus dimensiones y de revisar la respuesta estructural de éstos, el proceso del diseño continúa con la preparación de planos estructurales de techo. Los planos contienen la información básica necesaria para los detalles estructurales que conciernen a los elementos de la estructura de techo, esto es la ubicación y tamaño de éstos, especificaciones sobre tornillos y soldaduras, atiesadores, pintura y galvanizado, etcétera. Por lo general la selección entre tornillos y soldaduras es preferible que la realice el encargado del montaje de la estructura, debido a que en la construcción puede ejecutar métodos de conexión con los cuales está más familiarizado y que posee el equipo y las herramientas necesarias; la selección del método de conexión debe ser bajo la aprobación del encargado del diseño de la estructura, el cual a su vez es la persona profesional que firma los planos. Esta persona debe asegurar que los detalles presentados reflejen que los elementos de techo funcionen como fueron idealizados en su diseño.

Los planos estructurales son representaciones a escala de la edificación, por lo cual consta de elementos básicos necesarios para su correcta y clara interpretación. Estos elementos pueden ser: *simbología, nomenclatura, detalles y especificaciones.*

#### ➤ Simbología y nomenclatura.

a simbología es una representación perceptible que se utiliza frecuentemente en los planos, aplicándose a elementos del dibujo que no es posible colocarlos a la escala escogida sin que se observen desproporcionados con respecto a los demás elementos. Se opta entonces por representarlos mediante figuras sencillas convencionalmente adoptadas.

La nomenclatura se utiliza en los planos para hacer referencia a un elemento al cual se representa en un detalle a una escala menor para una mejor apreciación de éste.

Existen diferentes maneras de adoptar la simbología y nomenclatura en una planta estructural de techos, las más comunes son presentadas a continuación: considérese la planta de techos mostrada en la figura 3.59a, la cual se asocia a la planta estructural de techos de la figura 3.59b. En esta planta se representan los elementos que constituyen la estructura del techo mediante líneas y designaciones asignadas para simplificar su interpretación.

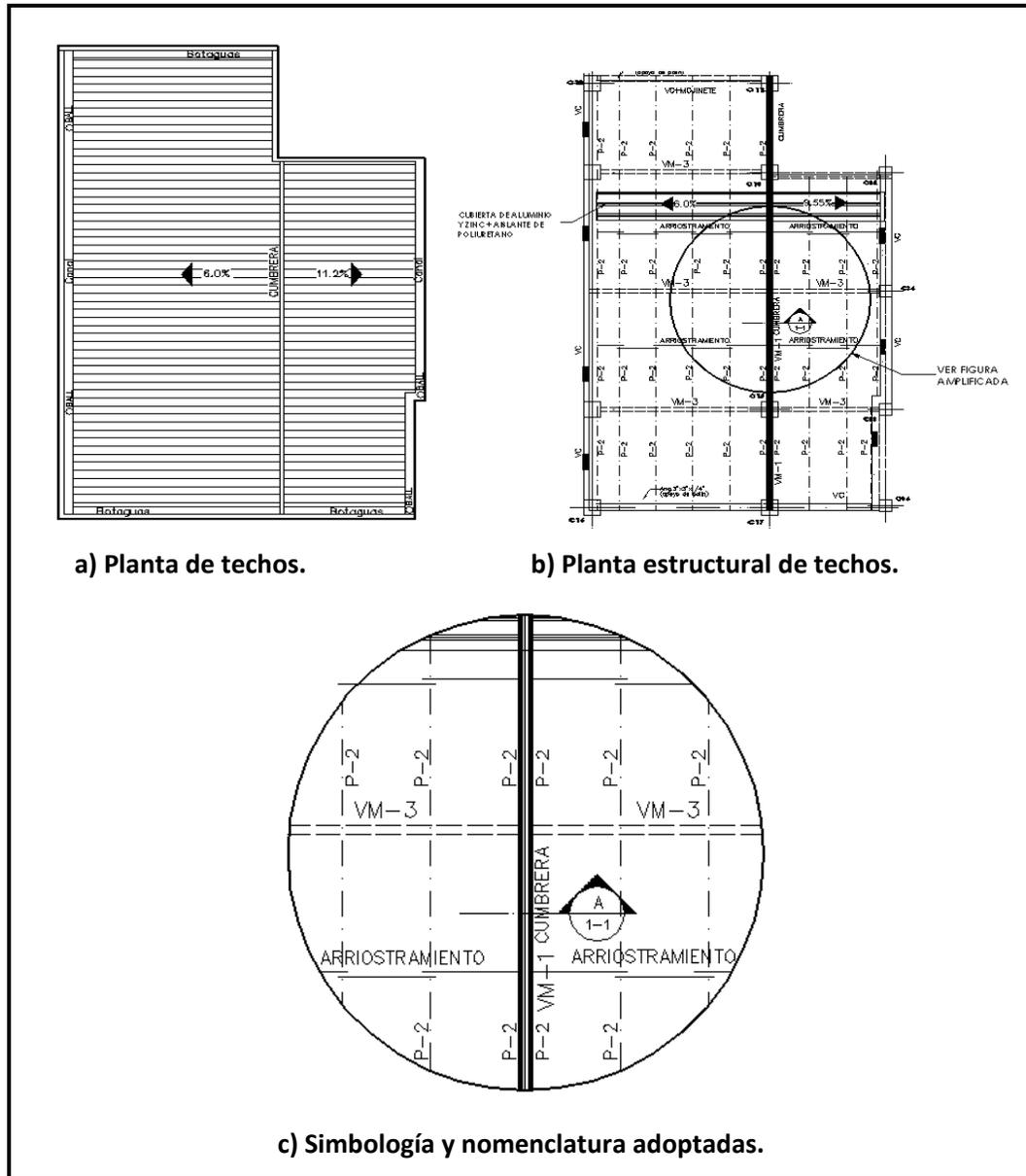
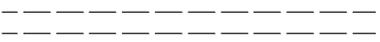


Figura 3.59. Elementos de los planos de techos.

En el detalle mostrado (ver figura 3.61c) se observa la convención para la simbología y nomenclatura utilizadas, lo cual se encuentra resumido en la tabla 3.18. Las convenciones utilizadas para los elementos pueden variar si así lo dispone la persona encargada de realizar los planos; en ocasiones se incluye un cuadro de simbología similar a la tabla mostrada, aunque por lo general la nomenclatura salva cualquier duda y se omite esta tabla.

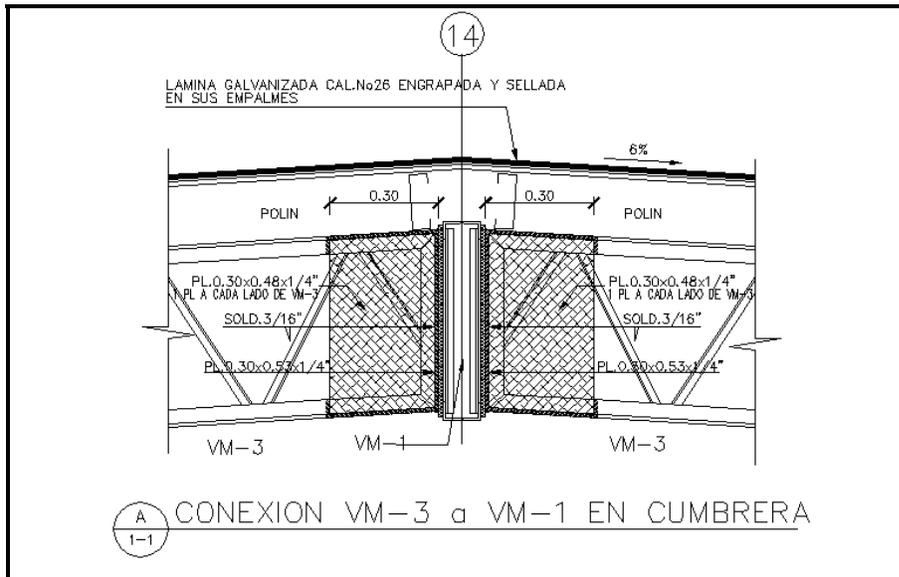
**Tabla 3.18. Simbología y nomenclatura utilizadas.**

Elemento	Simbología	Nomenclatura
Cumbrera		CUMBRERA
Polín (languero)		P – 2
Viga macomber (viga de alma abierta)		VM – 3, VM - 1

➤ Detalles y especificaciones.

En todos los planos estructurales se incluyen detalles y especificaciones de los diferentes elementos estructurales, los cuales indican pormenores del refuerzo, conexiones, materiales a utilizar, dimensiones importantes, etc. Estos datos son proporcionados con el objeto de facilitar al encargado de la construcción información sobre el montaje y conexiones de los elementos estructurales. Los detalles y especificaciones deben estar claras, sin discrepancias con los planos globales y acorde a las consideraciones hechas en el diseño.

En la figura 3.59c, se indica una sección hipotética “A (1-1)” la cual hace referencia al detalle de la conexión de las vigas de alma abierta en la cumbrera, la cual es mostrada en la figura 3.60 El detalle muestra las dimensiones de la placa que conecta a las vigas, el tipo de soldadura, especificaciones del material de cubierta y pendiente de ésta, etcétera.



**Figura 3.60. Detalles y especificaciones de conexión de vigas en cumbrera.**

Es evidente que la calidad mostrada en los planos es importante en cuanto a la interpretación de estos, por tanto mientras más claros y ordenados estén los planos menos problemas habrá en la ejecución de la edificación. Es de suma importancia una correcta elaboración de planos estructurales de techos, especialmente en las conexiones de sus elementos, ya que, como se vio en capítulos anteriores, las conexiones es el punto más delicado en estructuras de acero.

## **CAPITULO IV:**

**EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL PROCESO  
DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A  
ESTRUCTURAS DE TECHO A BASE DE  
PERFILES METÁLICOS**

#### 4.1. INTRODUCCION

En los capítulos anteriores se presentaron los procedimientos de las etapas del diseño estructural para techos compuestos de elementos metálicos, además, la fase conceptual, la fase analítica, la fase de la revisión de los elementos diseñados, para obtener al final los datos necesarios para desarrollar los planos estructurales de la estructura de techos.

En el presente capítulo, se retoma toda la información contenida en los capítulos anteriores para que, en base a la metodología propuesta, se proceda a la ejecución del diseño de una estructura de techos a base de perfiles metálicos, utilizando el método de diseño del **LRFD**. El capítulo se desarrolla en dos partes principales que muestran la manera de desarrollar el procedimiento del diseño: ***procedimiento tradicional manual y procedimiento asistido por computadora.***

La metodología desarrollada para el primer procedimiento se resume de la siguiente manera:

Se ha incluido una parte introductoria que incluye la descripción de las características generales del proyecto al que se requiere diseñar la estructura de techo, en estas características se definen la ubicación, uso, sistema estructural utilizado, características del terreno y otros datos que pueden ser importantes para la determinación de cargas de diseño y para la configuración geométrica de la estructura principal y secundaria del techo.

Luego, tomando en cuenta las consideraciones apropiadas, se procede a la aplicación de la primera fase, definida como la fase conceptual del proceso de diseño, en la cual se definen con base a consideraciones estructurales definidas en el capítulo anterior, la estructura de techo más adecuada, la ubicación relativa, la selección, la separación en planta y el predimensionamiento de los elementos estructurales que integrarán el sistema de techos.

Una vez definidas las dimensiones preliminares, se obtienen las cargas a las que serán sometidos estos elementos en la fase de análisis, esta fase a la vez se compone de los procesos mencionados en el capítulo anterior para llevar un orden en la determinación de las dimensiones adecuadas para la estructura; la evaluación de las cargas externas es el primer paso en esta etapa, para luego mediante el análisis estructural se puedan determinar las cargas internas a las que estarán sometidos cada uno de los elementos y luego conocidas las reacciones internas en cada elemento se dimensiona mediante el método de diseño de

resistencia última (**LRFD**) y así obtener las dimensiones definitivas de los elementos en la estructura.

Para asegurar la funcionalidad de cada elemento de la estructura de techos se realiza la revisión estructural a partir del dimensionamiento en la etapa anterior, en esta parte se realizan cambios estructurales necesarios de manera que la estructura cumpla con el criterio de servicio adoptado para este tipo de elementos, en este caso son las deflexiones máximas.

El último paso para tener la configuración completa de la estructura de techos, es diseñar los apoyos y las conexiones, además elementos rigidizantes que puedan aportar capacidad para transmitir las cargas laterales a los elementos verticales de la estructura de apoyo del techo y además de estabilizar lateralmente a los elementos primarios y secundarios, todo esto basándose en los criterios establecidos para el método de diseño de resistencia último (**LRFD**).

Algunas consideraciones tomadas para el procedimiento del diseño en éste capítulo son descritos a continuación:

- ✓ El proceso del diseño aplicado a estructuras de techos en éste ejemplo parte de la fase conceptual que incluye las etapas de configuración geométrica y de conceptualización estructural; se considera que la etapa de configuración geométrica del techo es parte de la proyección arquitectónica y está fuera del alcance del presente estudio, por tanto no se detalla el desarrollo de esta parte del proceso.
- ✓ Para la determinación de los eventos o cargas externas a la estructura se considera lo expresado en el **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador”**, específicamente en la **“Norma Técnica para Diseño por Sismo”** y la **“Norma Técnica de Diseño por Viento”**.
- ✓ El método de cálculo para las fuerzas sísmicas y debido al viento es estático según lo expresado en las normas correspondientes.
- ✓ El análisis por carga sísmica se limita a establecer el diseño de los elementos que componen la estructura de techos según la sección **6.2.4** de la **“Norma Técnica para Diseño por Sismo”**, no se realiza el análisis de la transferencia de la carga sísmica a los elementos verticales resistentes en función de la flexibilidad del diafragma de techo.

- ✓ Para el cálculo de los elementos estructurales se considera lo expuesto en ***Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005 Third Edition***, y para su diseño en ***Especifications and Code del American Institute of Steel Constructions (AISC) 2005 Third Edition***, según lo expuesto en el Capítulo III.
- ✓ No se detalla minuciosamente el uso del software de aplicación (***SAP 2000***) en el desarrollo de la etapa de cálculo, solamente en lo que concierne al modelado de la estructura y análisis de resultados obtenidos con el software.

## **4.2. EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO A BASE DE PERFILES METÁLICOS**

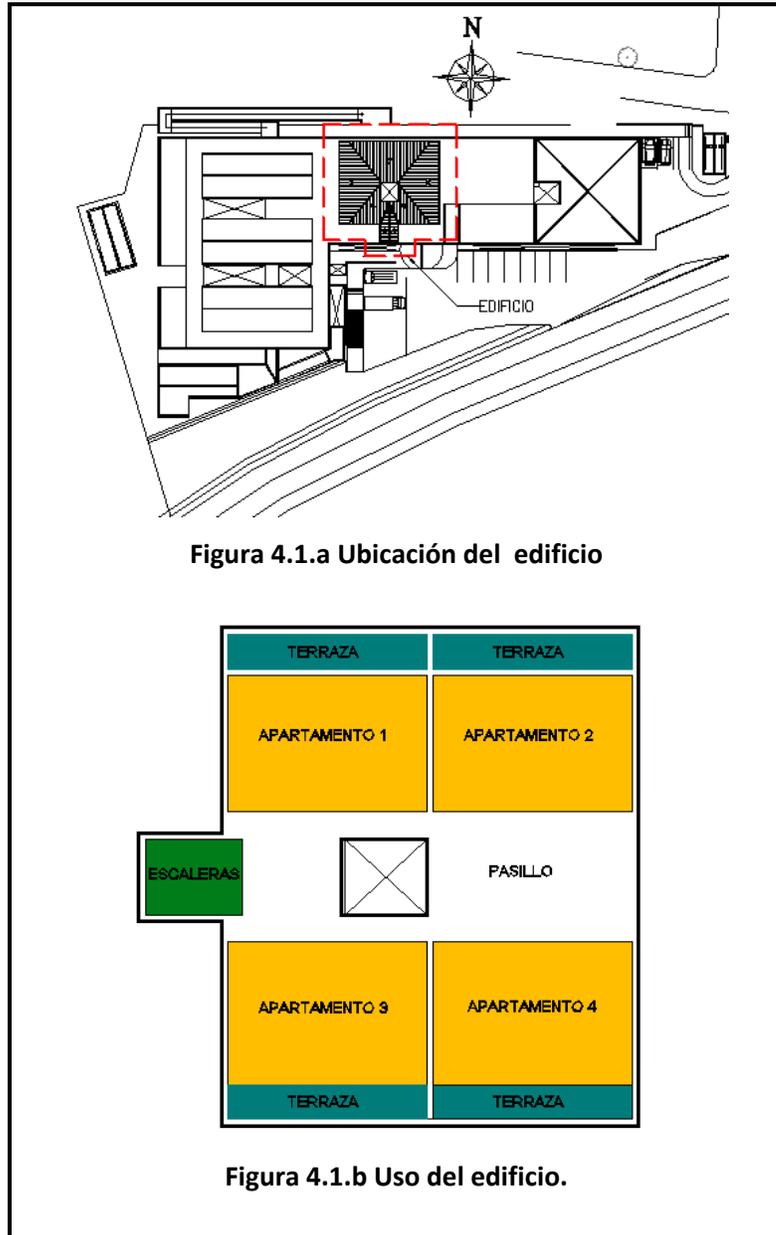
Con el objetivo de lograr una mejor apreciación del proceso del diseño estructural aplicado a los elementos constitutivos de estructuras de techo a base de perfiles metálicos, se presenta hipotéticamente la siguiente edificación en la cual se requiere el diseño estructural del techo a partir de la planta arquitectónica y la planta de techo. De esta manera se pretende visualizar el proceso de diseño visto en el capítulo anterior de manera práctica con los conceptos allí descritos.

Para desarrollar las etapas del proceso del diseño es necesario reconocer ciertos parámetros de la edificación que son útiles como datos de entrada para ciertas etapas del diseño. Estos parámetros son enlistados en los siguientes párrafos.

### **4.2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PROYECTO**

Las características de la edificación se enumeran según los datos a utilizar en las etapas de diseño en ubicación, uso, sistemas estructurales, características del terreno y categoría de ocupación.

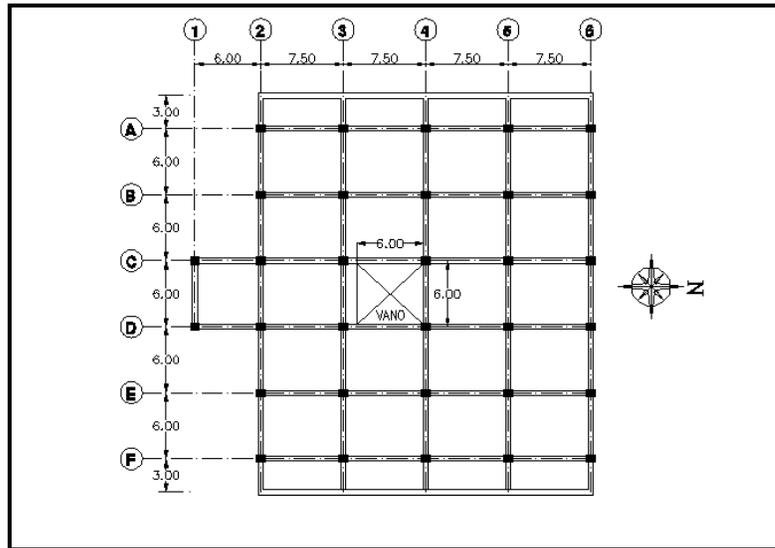
Ubicación y uso: La estructura a considerar es un edificio de apartamentos de cuatro niveles, ubicado en la colonia San Francisco de San Salvador dentro de un complejo habitacional en esa zona (ver figura 4.1a). Cada nivel consta de un pasillo central iluminado naturalmente con un vano y ventanas de vidrio fijo, cuatro apartamentos con habitaciones, servicios sanitarios, ducha, cocina, comedor, sala y terraza (ver figura 4.1b). En la parte saliente se ubican las escaleras y ventanas de vidrio fijo en las paredes. El edificio tiene una capacidad para albergar a 150 personas aproximadamente.



**Figura 4.1. Características generales del edificio.**

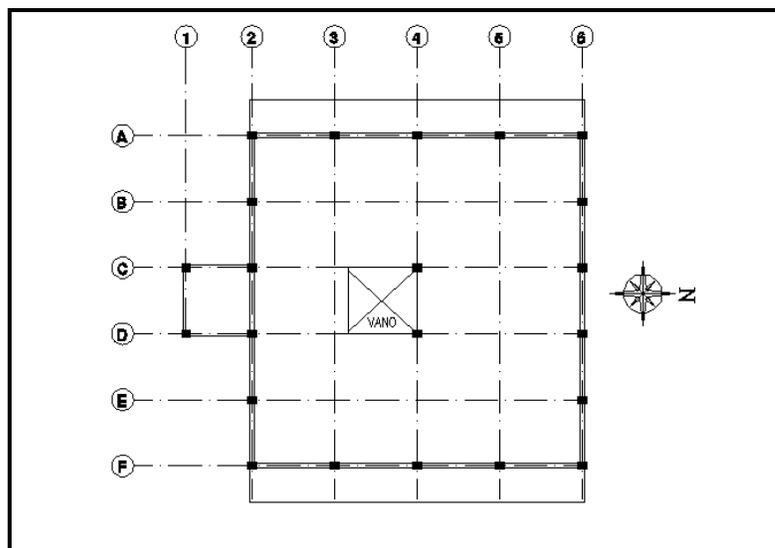
*Sistemas estructurales:* El sistema estructural resistente a cargas laterales es de marcos espaciales de concreto reforzado que consta de columnas de 55x60 cm y vigas de 35x65 cm en ambas direcciones (figura 4.2), se dispone también de vigas en voladizo en la dirección oriente – poniente que conforman las terrazas pertenecientes a los apartamentos; el sistema de piso

consta de losas aligeradas (VT1 -20) a base de vigueta y bovedilla en los cuatro niveles; el sistema de techo consta de cubierta y estructura de techo metálica a base perfiles.



**Figura 4.2. Planta estructural típica de entrespiso.**

En el último nivel se conservan solamente las columnas perimetrales y las centrales en el eje 4, C y D, según muestra la figura 4.3; estas columnas serán los apoyos de la estructura de techo.



**Figura 4.3. Planta estructural del último entrespiso.**

Características del terreno: La topografía del terreno es plana y se considera un perfil del suelo no cohesivo según la recomendación cuando no se conoce con exactitud el tipo de suelo (tipo **S3** según la “**Norma Técnica para Diseño por Sismo**”). El edificio se encuentra situado en una zona medianamente arbolada y rodeado de estructuras similares (Zona **B** según la “**Norma Técnica de Diseño por Viento**”).

#### 4.3. FASE CONCEPTUAL DEL PROCESO DEL DISEÑO APLICADO A ESTRUCTURA DE TECHO

Según lo expuesto en el Capítulo III, esta fase consta de dos etapas: la primera es la conceptualización geométrica (configuración geométrica del techo) y la segunda es la conceptualización estructural (estructuración), de las cuales la primera es desarrollada esencialmente por el arquitecto y para efectos prácticos se asume esta etapa ya realizada y se profundiza más en el proceso a seguir en la conceptualización estructural (estructuración) de techos.

##### 4.3.1. ETAPA DE CONCEPTUALIZACION GEOMÉTRICA DEL SISTEMA DE TECHO.

En la configuración geométrica del sistema de techo se define la forma geométrica en planta y elevación del techo, el material de cubierta, pendientes, aleros, aberturas o vanos, etc., todo esto queda expuesto en la planta de techo. Para éste ejemplo se considera que la planta de techo se encuentra ya establecida por el arquitecto y se muestra en la figura 4.4.

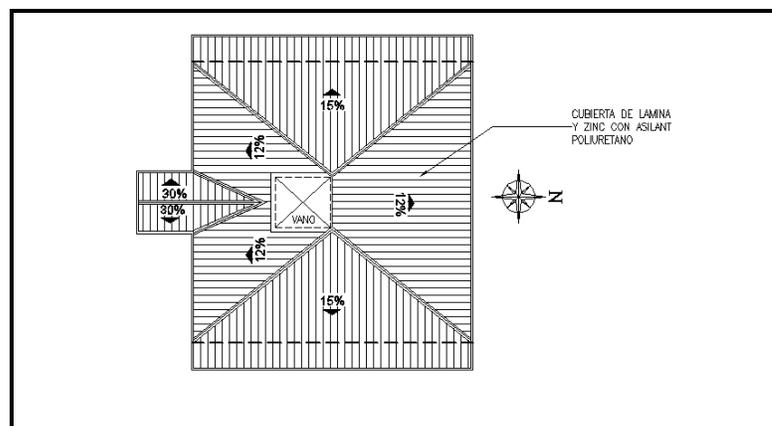


Figura 4.4 Planta de techos (configuración geométrica)

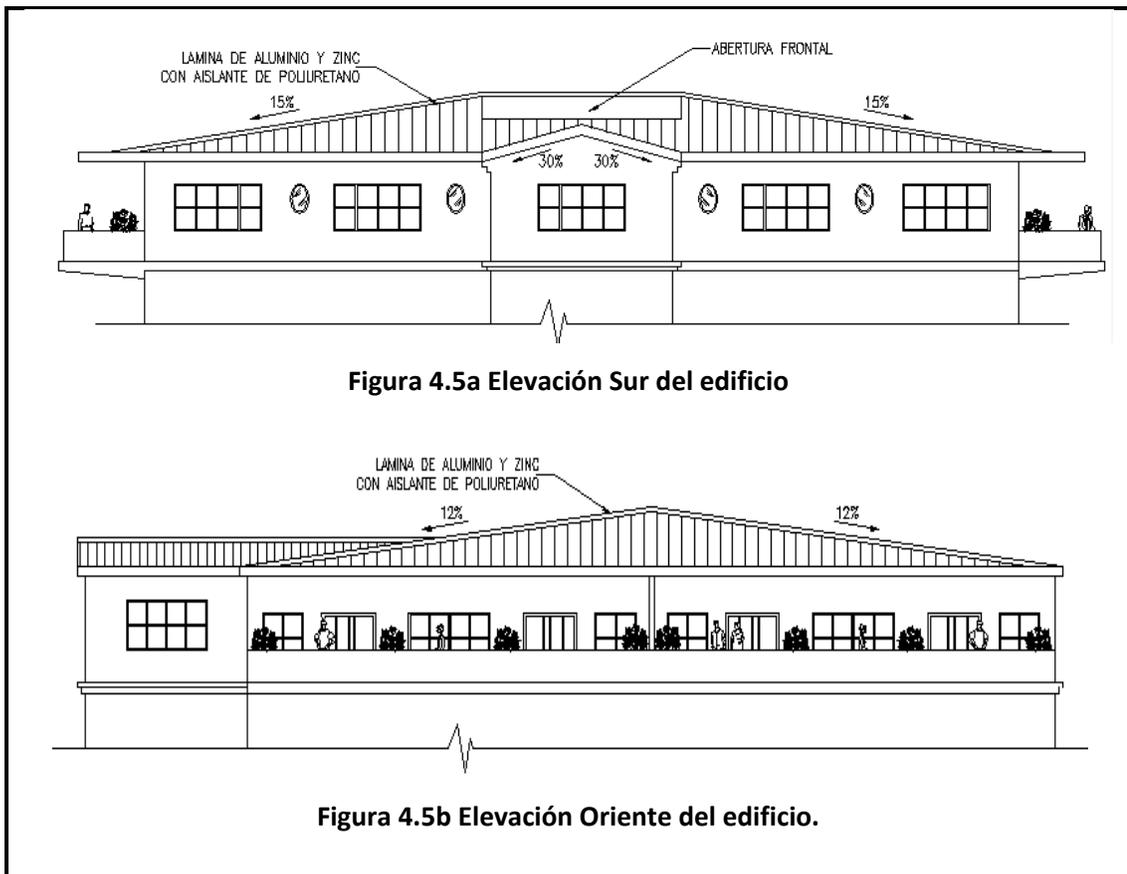
Los datos son los siguientes:

Material de la cubierta: Lámina de aluminio y zinc con aislante de poliuretano (2" de espesor y 10.74 kg/m<sup>2</sup> de peso según anexo 2.1).

Pendientes: 12% en los faldones norte – sur, 15% en los faldones este – oeste, 30% en la parte saliente.

Aleros: se consideran aleros cubriendo la parte destinada para la terraza con una longitud saliente de 3.00 metros.

Vanos: una abertura es ubicada según la planta arquitectónica para lograr una mayor iluminación y ventilación natural; los detalles de esta abertura techada son mostrados en la figura 4.5.



**Figura 4.5. Detalles en elevación para la abertura en el sistema de techo.**

### **4.3.2. ETAPA DE CONCEPTUALIZACION ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE TECHO**

Esta etapa se desarrolla en dos partes: la estructuración y el predimensionamiento de los elementos que componen el sistema de techo.

#### **4.3.2.1. Estructuración de elementos**

En base a los conceptos descritos en el Capítulo III se recomienda seguir la siguiente serie de pasos para lograr una estructuración adecuada de elementos estructurales de un sistema de techos a base de perfiles metálicos, para luego proceder con el predimensionamiento de éstos y posteriormente seguir con la fase de análisis o numérica.

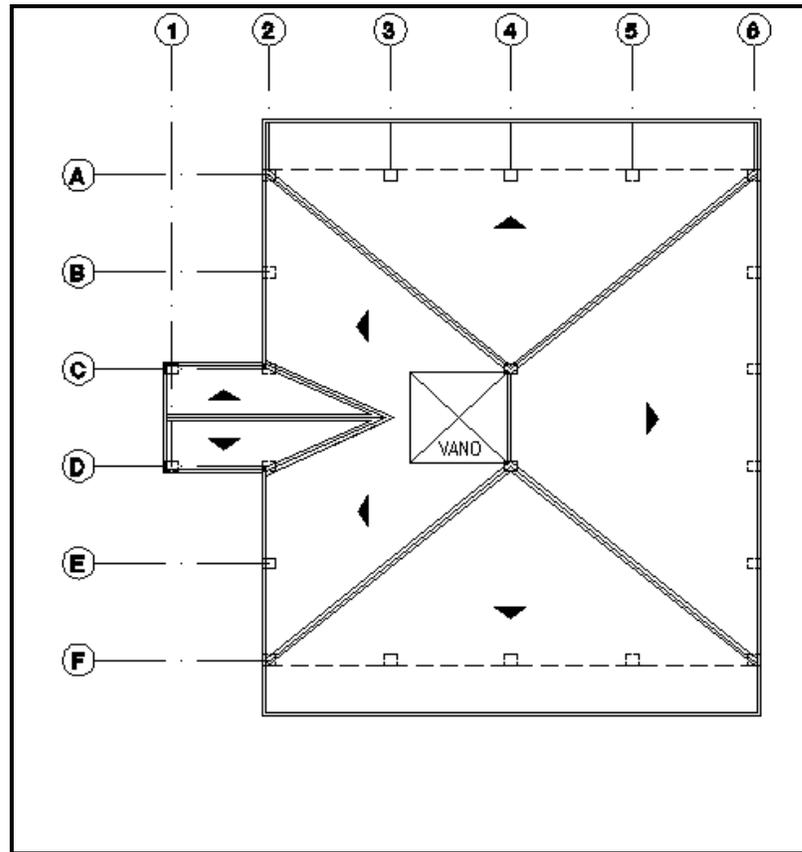
Los pasos para la estructuración de elementos se resumen a continuación:

- i. Identificación de los apoyos en planta y dirección de las vertientes de la cubierta.*
- ii. Aplicación de criterios para la disposición de elementos estructurales primarios de techo.*
- iii. Verificación de claros libres y selección tentativa de elementos primarios.*
- iv. Ubicación y disposición de elementos estructurales secundarios de techo.*
- v. Separación de elementos estructurales secundarios.*
- vi. Selección de elementos estructurales secundarios.*

Para el ejemplo mostrado se detalla en los siguientes párrafos los criterios para lograr una estructuración adecuada y un acertado predimensionamiento de elementos para continuar con la fase de análisis y diseño.

#### **i. Identificación de los apoyos en planta y dirección de las vertientes de la cubierta.**

Para empezar a colocar elementos estructurales de techo es necesario localizar donde se apoyarán, en éste ejemplo se trata de columnas de concreto reforzado designadas según los ejes mostrados en la figura 4.6. Las vertientes de la cubierta son necesarias para la incorporación de elementos estructurales en las aristas formadas en configuraciones geométricas de sistemas de techo de tres o más aguas.

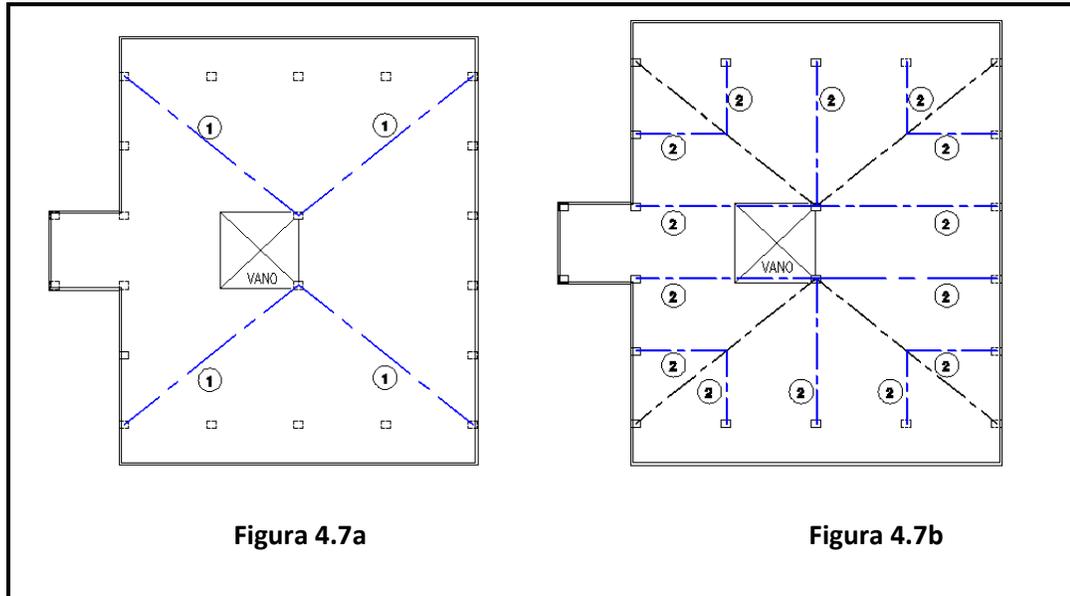


**Figura 4.6. Localización de apoyos en planta y vertientes de la cubierta.**

**ii. Aplicación de criterios para la disposición de elementos estructurales primarios de techo.**

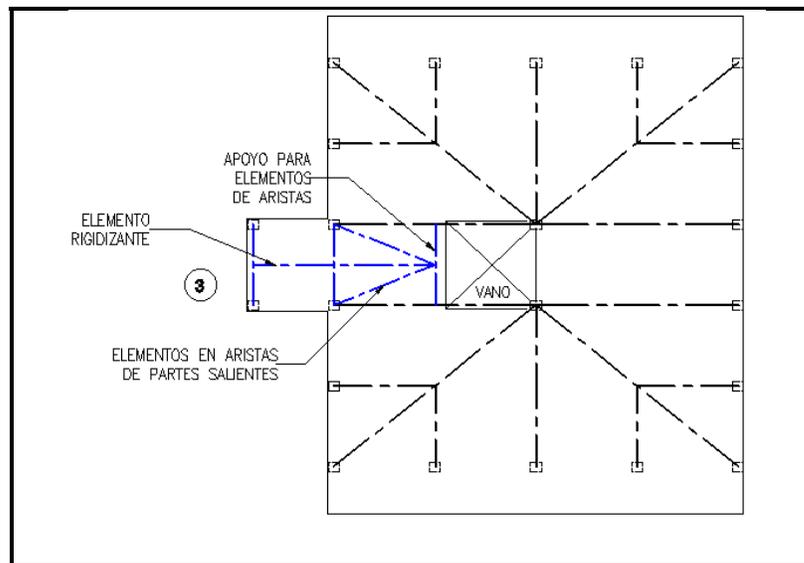
En éste paso se configura la ubicación de los elementos estructurales primarios. Dado que cada sistema de techo tiene diferentes características se debe subdividir las diferentes condiciones de los elementos. Para éste ejemplo, las características identificables son elementos en: aristas, simplemente apoyados y voladizos.

- 1) Se colocan elementos primarios en las aristas que forman las vertientes de la cubierta, con sus extremos simplemente apoyados en columnas (ver figura 4.7a).
- 2) Luego se colocan elementos primarios en dirección de las vertientes apoyados en las columnas y los elementos diagonales en las aristas definidos en el paso anterior (ver figura 4.7b).



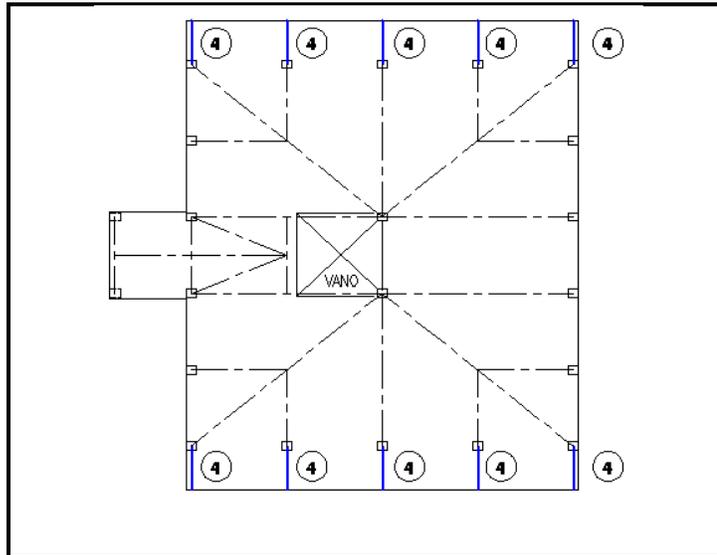
**Figura 4.7. Ubicación de elementos primarios en aristas y simplemente apoyados.**

- 3) Se colocan elementos primarios en las parte saliente de la cubierta en la dirección de la pendiente (30%) apoyados sobre las columnas, debido a que estas estarán apoyadas sobre otros elementos secundarios (ver figura 4.8); además se ubican elementos en la intersección de las cubiertas, en éste caso es necesario incorporar un elemento más de apoyo (ver figura 4.8). Por último se incorpora un elemento primario en la cumbrera para lograr mayor rigidez del conjunto.



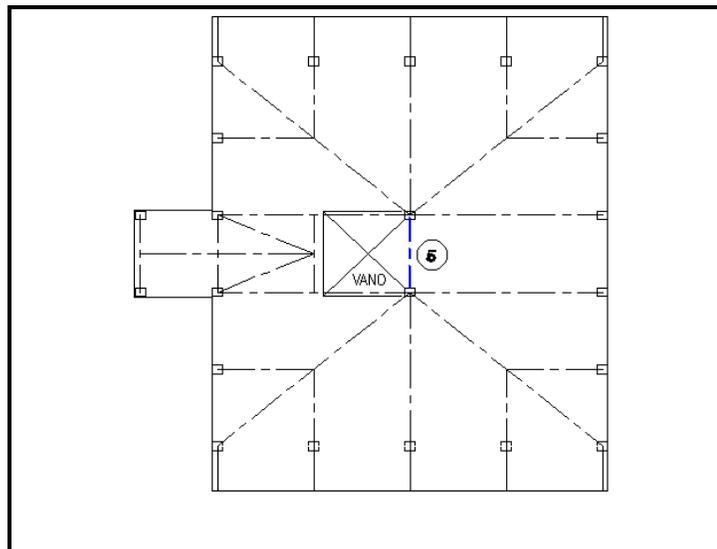
**Figura 4.8. Ubicación de elementos primarios en la parte saliente de la cubierta.**

- 4) Se colocan elementos primarios en la parte de la terraza, estos elementos en voladizo son cortos y pueden ser independientes de los demás elementos que se ubican en el mismo eje (ver figura 4.9).



**Figura 4.9. Incorporación de elementos en voladizo.**

- 5) Por último se ubica un elemento primario entre las columnas cercanas al vano para brindar mayor rigidez en esa zona (ver figura 4.10).

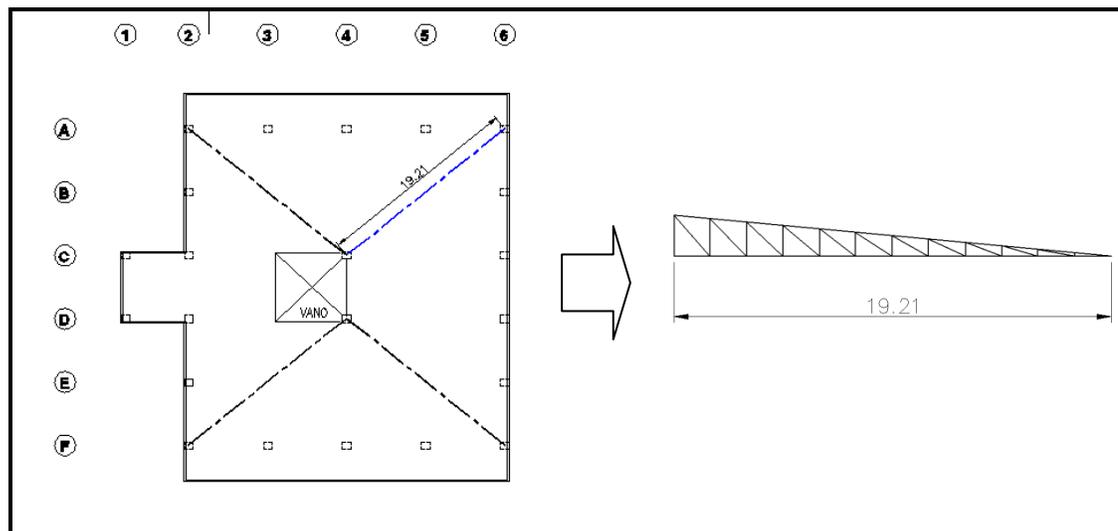


**Figura 4.10. Ubicación de elementos primarios en  
perímetro del vano.**

- iii. Verificación de claros libres y selección tentativa de elementos primarios.

En éste paso se establece el tipo de elemento a utilizar con base a los claros libres, para esto se toman las recomendaciones de la tabla 3.3 y 3.4 del capítulo III, la cual considera como elementos primarios o vigas de techo: **armaduras, vigas de alma abierta y vigas de alma llena**. En éste ejemplo se verifican los claros libres para los elementos en las aristas, simplemente apoyados y voladizos.

Los elementos en la arista cubren un claro de **19.21 metros** (ver figura 4.11). Según la tabla 3.3 es recomendable que se utilice como elemento primario una armadura. Dada la configuración geométrica del techo se observa que la armadura debe brindar una caída (un agua), por lo que ésta resulta geométricamente asimétrica.



**Figura 4.11. Selección de elementos primarios en aristas.**

- ✓ Asimismo, debido a que las armaduras pueden tener arreglos diferentes de sus miembros y según la tabla 3.4 es necesario seleccionar el tipo de armadura, para dicho claro se puede utilizar la armadura tipo **Warren, Pratt o Howe**, en éste caso se selecciona la **armadura tipo Pratt**, (ver figura 4.11), debido a que la mayoría de los miembros diagonales está en bajo cargas de tensión, la cual es una condición favorable para miembros de acero estructural.
- ✓ Para los elementos sobre el eje 4 y los ejes C y D (ver figura 4.12) se observa que el máximo claro es de **12.00 y 15.00 metros** respectivamente, para los cuales es posible utilizar **vigas de alma abierta o armaduras**. Para mantener la rigidez relativa entre elementos se decide

por utilizar vigas de alma abierta en dichos ejes y en los demás, ya que estos son de menor cuantía.

- ✓ Los elementos en voladizo son independientes de los demás para evitar elementos en condiciones de apoyo continuo, en éste caso se utilizan **vigas con alma abierta** (ver figura 4.12).

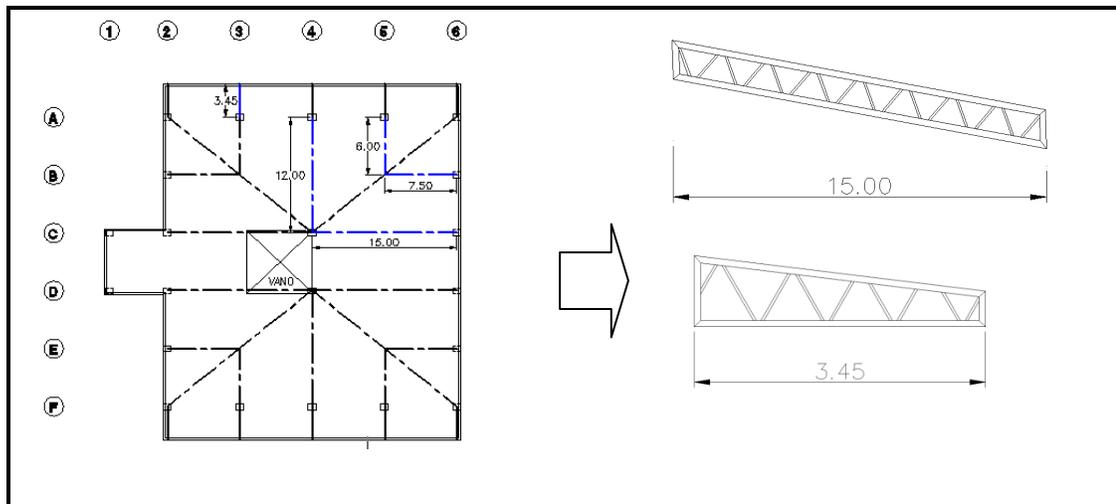


Figura 4.12. Selección de elementos primarios en voladizos.

- ✓ Para los elementos de la parte saliente del edificio se plantean **vigas de alma abierta** en el claro principal de **6.00 metros** y los elementos en diagonal donde interceptan los faldones con un claro de **8.08 metros** (ver figura 4.13).

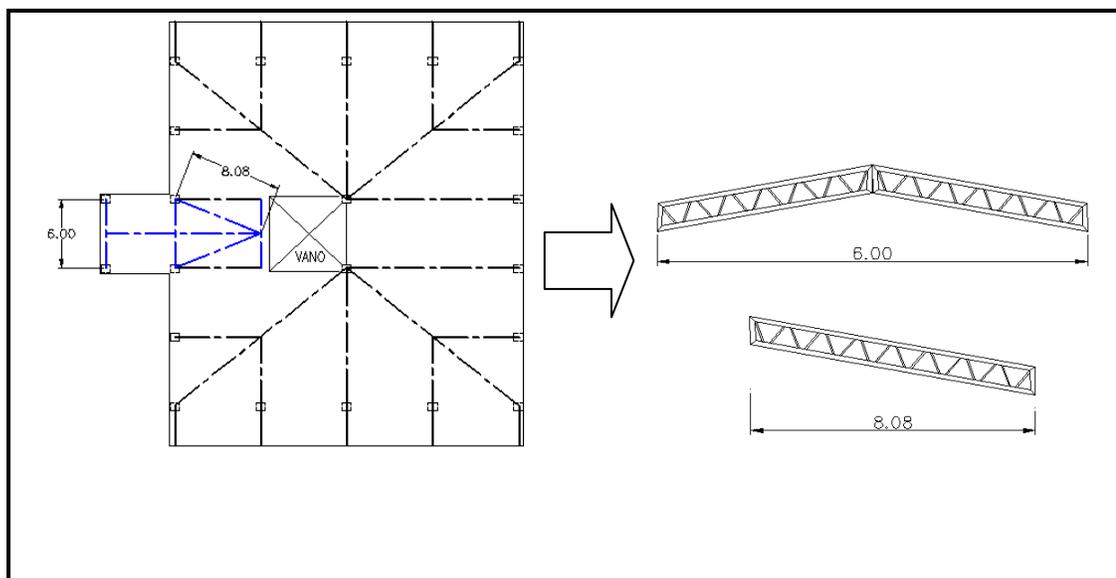


Figura 4.13. Selección de elementos primarios en parte saliente.

#### iv. Ubicación y disposición de elementos estructurales secundarios de techo.

La disposición de los elementos secundarios o largueros en una estructura de techo debe ser perpendicular a la dirección de la pendiente (ver figura 4.14); en éste caso la configuración geométrica del techo sugiere cuatro caídas de agua principales para el cual es recomendable que los largueros concurren en las diagonales en el mismo punto.

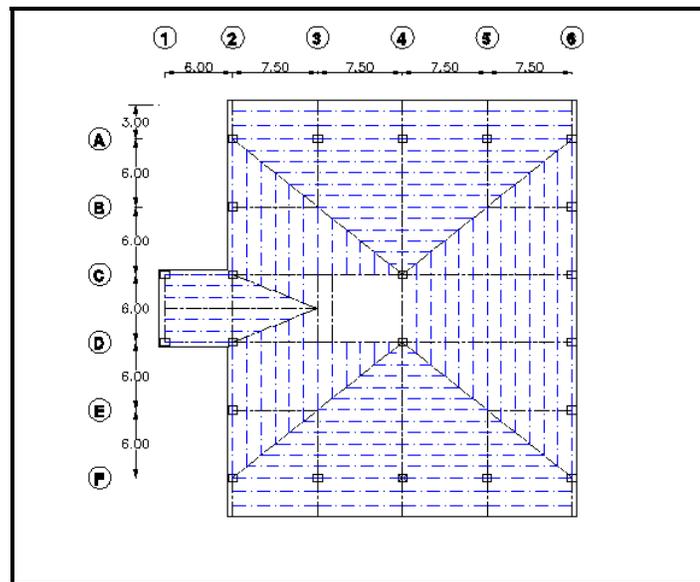


Figura 4.14. Ubicación de elementos secundarios.

Nótese que además se ubican los elementos secundarios en las partes salientes a partir de su intersección con los elementos diagonales.

#### v. Separación de elementos secundarios.

Con referencia al capítulo anterior la separación de los largueros debe mantenerse entre **0.60** y **1.80 metros**, en éste ejemplo se propone la separación de los largueros en la dirección de los ejes literales o ejes Norte – Sur de **1.25 metros**. En vista de que existe una armadura en la configuración de la estructura, se debe lograr que los largueros se apoyen en los nudos de la armadura. A partir de esta observación, se procede a establecer la geometría de la armadura: Primero se proyecta la separación preliminar en la dirección de la armadura en diagonal (Figura 4.15 a).

✓ Ángulo de la armadura diagonal con respecto al eje lateral:

$$\phi = \tan^{-1}(12/15) = 38.66^\circ$$

✓ Separación de largueros en dirección de la armadura:

$$S = 1.25 \text{ mts} / \cos 38.66^\circ = 1.60 \text{ metros}$$

En base a esta última separación, se proyecta la configuración geométrica de la armadura, antes de esto es necesario establecer la altura de la armadura en función de la pendiente:

- ✓ Claro de la armadura: 19.21 metros.
- ✓ Pendiente dirección Norte – Sur: 12 %
- ✓ Altura máxima de armadura:  $15 \text{ mts} \times 0.12 = 1.80 \text{ metros}$ .

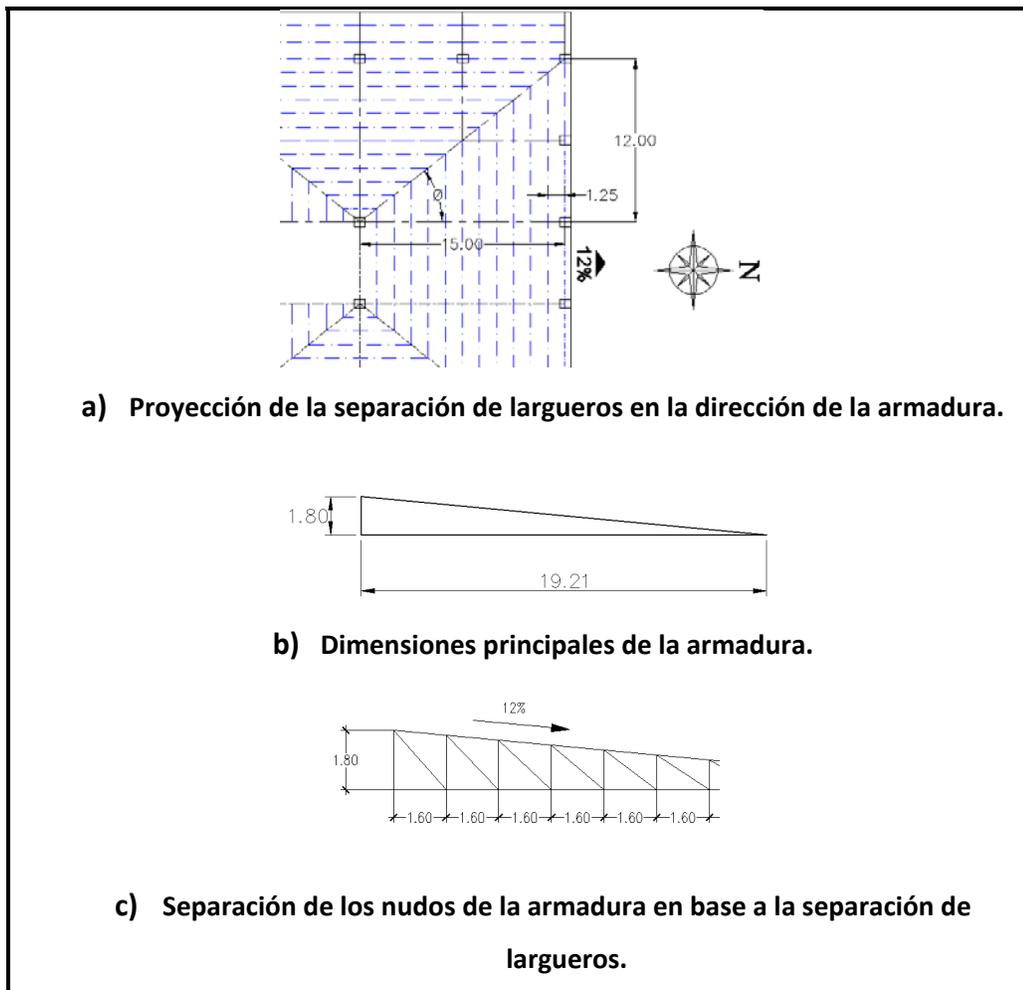
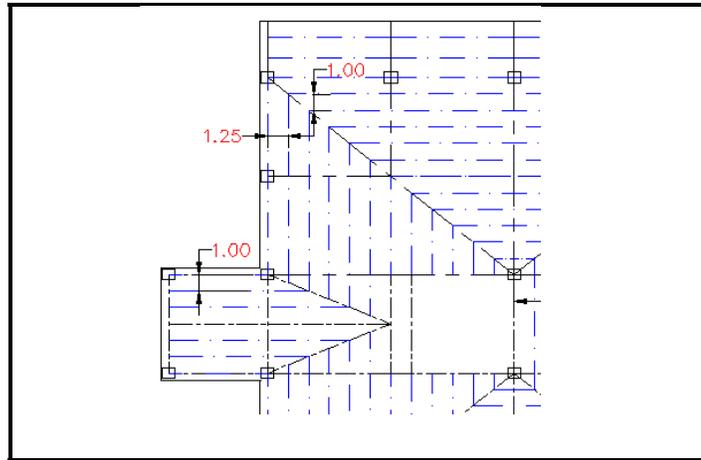


Figura 4.15. Configuración geométrica de la armadura en base a la separación de largueros.

En la dirección Oriente – Poniente se observa que la altura de 1.80 metros de la armadura coincide con la pendiente establecida de 15%:

$$Pendiente_{o-p} = \left( \frac{1.80}{12} \right) \times 100 = 15\%$$

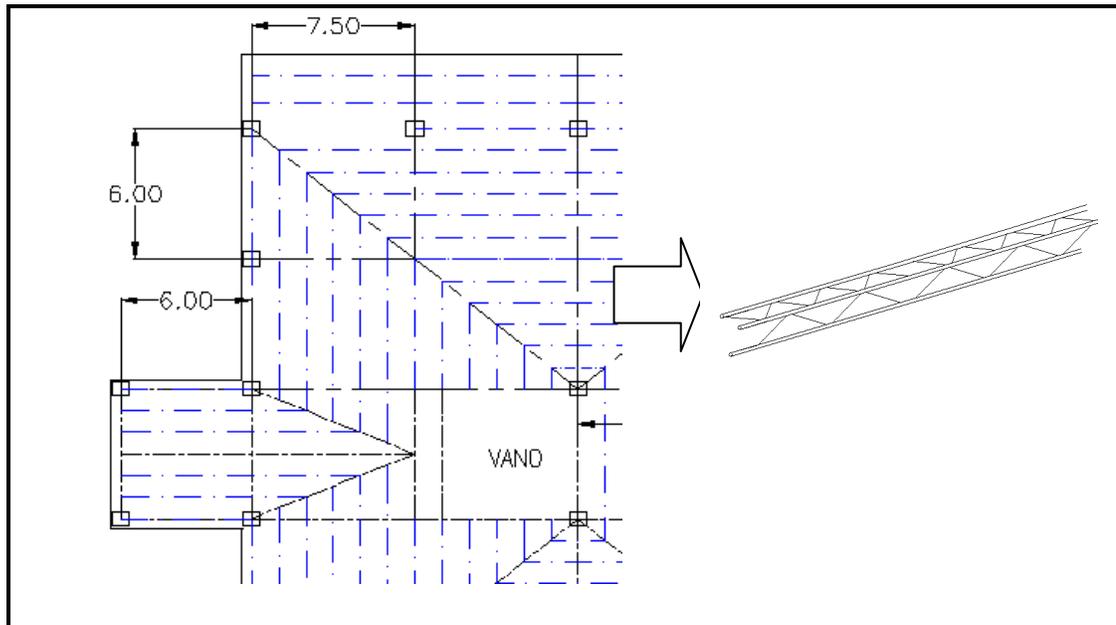
Con lo anterior expuesto se establecen las separaciones en todas las caídas de agua con diferente pendiente, según la figura 4.16. Todas estas separaciones se encuentran en el rango recomendado para elementos secundarios de estructuras de techo ( $0.60 \leq s \leq 1.80$  metros).



**Figura 4.16. Separación de elementos secundarios en las diferentes pendientes del techo.**

#### vi. Selección de elementos secundarios.

La selección de estos elementos se basa en una relación claro y separación representada en la tabla 3.5 y 3.6 del capítulo III para la selección de perfiles laminados en frío conocidos como **polines "C"**. Una recomendación de ese mismo capítulo es que se utilicen polines espaciales como largueros para claros mayores a **6.00 metros**. En éste ejemplo la separación mínima considerada es exactamente igual **6.00 metros**, (ver figura 4.17) de modo que se prefiere utilizar **polines espaciales** como elementos secundarios en la estructura de techos considerada.

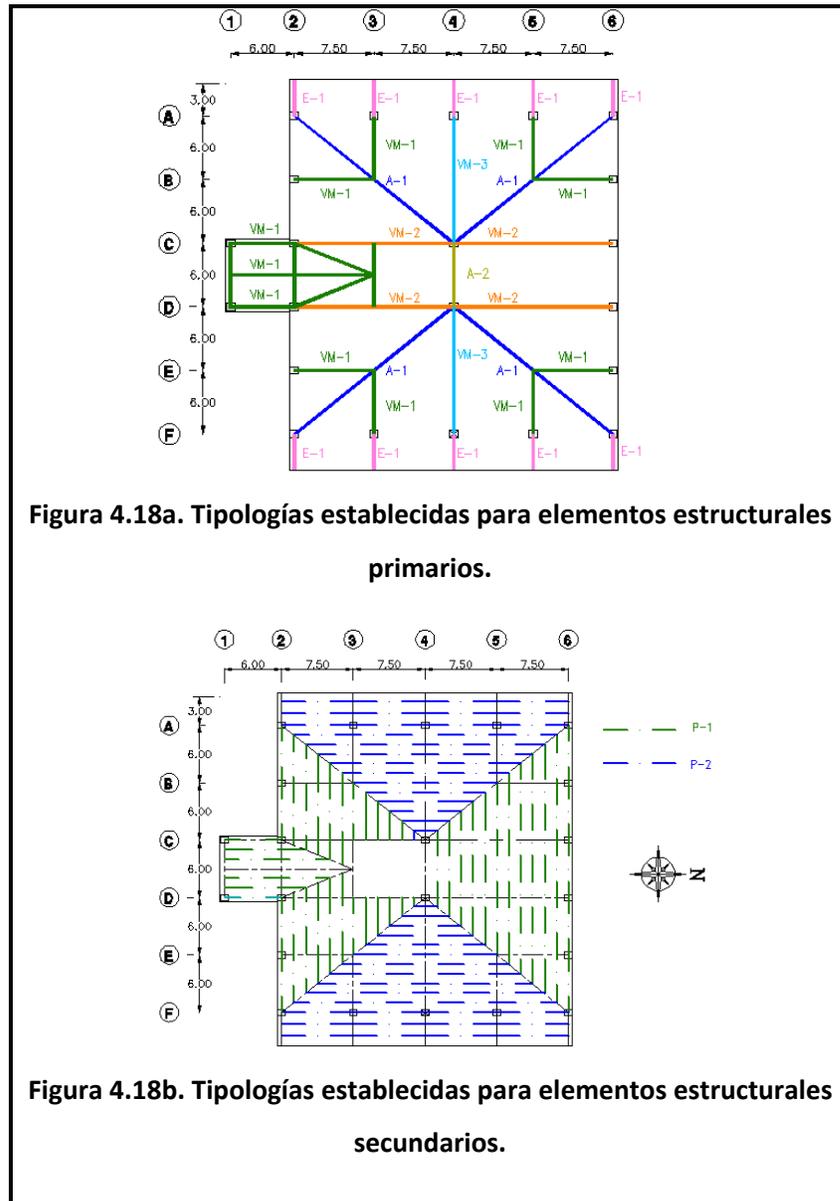


**Figura 4.17. Selección de elementos secundarios.**

#### **4.3.2.2. Predimensionamiento de elementos**

La última parte de la fase conceptual es el predimensionamiento de los elementos estructurales del sistema de techo; como se expresó anteriormente, gran parte de la etapa de cálculo y sus resultados dependen del correcto predimensionamiento de los elementos.

Para optimizar el proceso se identifican una tipología de armadura, tres tipologías de viga de alma abierta (ver figura 4.18a) y dos tipologías de polines espaciales (ver figura 4.18b). De esta manera se logra una simplificación en cuanto al establecimiento de las dimensiones preliminares de los elementos que luego se revisarán en la fase numérica específicamente en la etapa de diseño.



**Figura 4.18. Tipologías establecidas para elementos estructurales de techos.**

A partir de las figuras anteriores se desarrolla el predimensionamiento de cada una de las tipologías tanto de elementos primarios como secundarios. Es evidente que la selección de cada grupo de elementos que forman una tipología depende de los claros libres, disposición y cargas a soportar, aunque es aceptable establecer las tipologías de la manera mostrada como un paso preliminar antes del diseño definitivo de cada elemento.

### **a) Elementos primarios**

#### Armaduras tipo A-1

En las armaduras es necesario revisar la relación altura – claro cuyo rango recomendable se establece en el Capítulo III de 1/10 a 1/5, con el fin de controlar las deflexiones, para éste ejemplo:

- ✓ Claro libre = 19.21 metros
- ✓ Altura = 1.80 metros
- ✓ Relación altura – claro:  $\frac{h}{L} = \frac{1.80}{19.21} = 0.09$
- ✓ Relación limite:  $\frac{1}{10} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{5} \rightarrow 0.10 \leq \frac{h}{L} \leq 0.20$

**Justificación:** Se considera que la armadura en cuestión posee una relación altura – claro aceptable ya que es cercana al valor mínimo recomendable.

#### Vigas de alma abierta tipo VM -1

En éste tipo de viga de alma abierta se agrupan una variedad de elementos que componen la estructura de techo y es considerada común en los claros relativamente pequeños. A partir de esto se desarrolla el predimensionamiento de éste tipo de viga considerando el claro más desfavorable en éste caso es **7.50 metros**.

La relación altura - claro recomendada para vigas de alma abierta es 1/24. Para éste ejemplo las vigas VM-1 deben tener una altura de:

$$\text{Altura de VM-1: } \frac{h}{L} = \frac{1}{24} \rightarrow h = \frac{750}{24} = 31.25\text{cm}$$

Por tanto se considera una altura preliminar de **30 cm** para las vigas tipo **VM-1 (Ver figura 4.19)**.

**Justificación:** en este caso la altura de 31.25 cm es el mínimo recomendable y para efectos prácticos se debe seleccionar una dimensión redondeada de **35 cm**, la cual se considera que esta demasiado sobrada para el elemento en cuestión. Por tanto la altura a considerar es de **30 cm** y se deja para la etapa de revisión los cambios estructurales necesarios para solventar esta aproximación.

### Vigas de alma abierta tipo VM -2

Éste tipo de viga de alma abierta se ubica en la parte central de la planta de techo con la pendiente de 12% con un claro relativamente grande y con cargas considerables provenientes de los largueros. A partir de esto se desarrolla el predimensionamiento de éste tipo de viga cuyo claro es de **15.00 metros**.

La relación altura - claro recomendada para vigas de alma abierta es **1/24**. Para éste ejemplo las vigas VM-2 deben tener una altura de:

$$\text{Altura de VM-2: } \frac{h}{L} = \frac{1}{24} \rightarrow h = \frac{1500}{24} = \mathbf{62.50cm}$$

Por tanto se considera una altura preliminar de **60 cm** para las vigas tipo **VM-2 (Ver figura 4.19)**.

**Justificación:** en este caso la altura de 62.50 cm es el mínimo recomendable y para efectos prácticos se debe seleccionar una dimensión redondeada de **65 cm**, la cual se considera que esta demasiado sobrada para el elemento en cuestión. Por tanto la altura a considerar es de **60 cm** y se deja para la etapa de revisión los cambios estructurales necesarios para solventar esta aproximación.

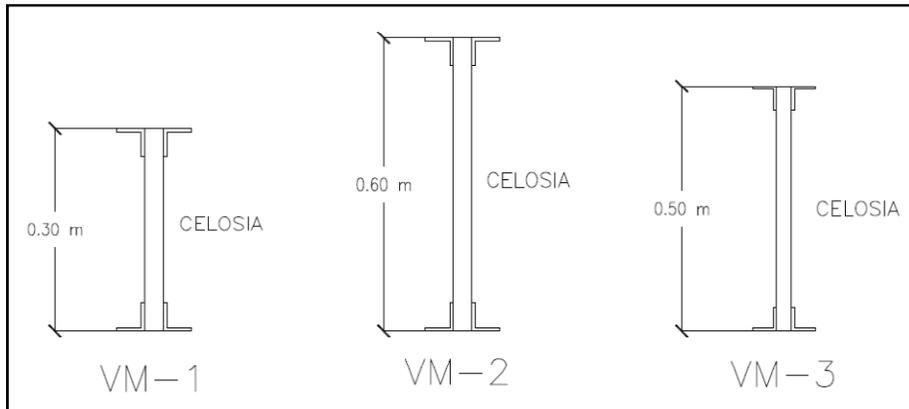
### Vigas de alma abierta tipo VM -3

Éste tipo de viga de alma abierta se ubica en la parte central de la planta de techo con la pendiente de 15% con un claro medianamente grande y con cargas considerables provenientes de los largueros. A partir de esto se desarrolla el predimensionamiento de éste tipo de viga cuyo claro es de **12.00 metros**.

La relación altura - claro recomendada para vigas de alma abierta es **1/24**. Para éste ejemplo las vigas VM-3 deben tener una altura de:

$$\text{Altura de VM-3: } \frac{h}{L} = \frac{1}{24} \rightarrow h = \frac{1200}{24} = \mathbf{50.00cm}$$

Por tanto se considera una altura preliminar de **50 cm** para las vigas tipo **VM-3 (Ver figura 4.19)**.



**Figura 4.19 Detalle de peralte de vigas de alma abierta tipo.**

***b) Elementos secundarios***

Largueros tipo P-1

Éste tipo de larguero se ubica en la dirección de la pendiente de 15% con un claro máximo de **7.50 metros**. Se diferencian de los largueros tipo P-2 en la separación entre ellos. Además se ubican en la parte saliente del voladizo de la terraza.

La relación peralte - claro recomendado para polines espaciales es **1/24**. Para éste ejemplo los polines tipo P-1 deben tener un peralte de:

$$\text{Peralte de P-1: } \frac{d}{L} = \frac{1}{24} \rightarrow d = \frac{600}{24} = \mathbf{25cm}$$

Por tanto se considera un peralte preliminar de **25 cm** para los largueros tipo **P-1 (Ver figura 4.20)**.

Largueros tipo P-2

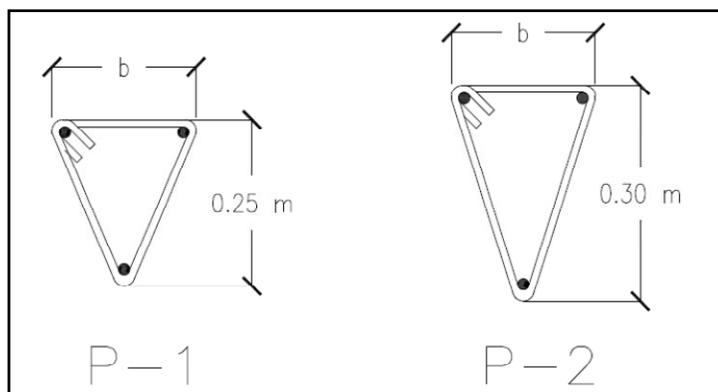
Éste tipo de larguero se ubica en la dirección de la pendiente de 15% con un claro máximo de **6.00 metros**. Se diferencian de los largueros tipo P-1 en la separación entre ellos.

La relación peralte - claro recomendado para polines espaciales es **1/24**. Para éste ejemplo los polines tipo P-2 deben tener un peralte de:

$$\text{Peralte de P-2: } \frac{d}{L} = \frac{1}{24} \rightarrow d = \frac{750}{24} = \mathbf{31.25cm}$$

Por tanto se considera un peralte preliminar de **30 cm** para los largueros tipo **P-2** (Ver figura 4.20).

**Justificación:** en este caso el peralte de 31.25 cm es el mínimo recomendable y para efectos prácticos se debe seleccionar una dimensión redondeada de **35 cm**, la cual se considera que esta demasiado sobrada para el elemento en cuestión. Por tanto el peralte a considerar es de **30 cm** y se deja para la etapa de revisión los cambios estructurales necesarios para solventar esta aproximación.



**Figura 4.20 Detalle de peralte de polines tipo.**

En resumen, las dimensiones preliminares para el diseño de los elementos estructurales primarios y secundarios son los siguientes:

Designación	Tipo de elemento	Peralte o altura preliminar (m)
VM-1	PRIMARIO	0.30
VM-2	PRIMARIO	0.60
VM-3	PRIMARIO	0.50
P-1	SECUNDARIO	0.30
P-2	SECUNDARIO	0.25

Con éste dimensionamiento preliminar finaliza la fase conceptual del proceso del diseño y se puede continuar con la fase analítica o numérica. Es importante recordar que lo establecido en esta fase es propenso de cambiar según se obtengan resultados parciales en las siguientes etapas, sin embargo lo importante es que esos cambios se mínimos y que se agilice lo más posible el proceso del diseño.

#### **4.4. FASE ANALITICA O NUMERICA DEL PROCESO DEL DISEÑO APLICADO A ESTRUCTURAS DE TECHO.**

Esta fase comprende las etapas de cálculo del proyecto estructural, en el cual a partir de las cargas evaluadas en cada uno de los elementos que componen el techo se definirán sus dimensiones verdaderas, las cuales serán capaces de soportar las acciones externas de diseño.

##### **4.4.1. ETAPA DE ANALISIS EN EL PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

En esta etapa se realiza el análisis de las cargas externas que se derivan de acciones por gravedad y las acciones que generan los eventos accidentales que pueden llegar a la estructura, y en particular a cada uno de los elementos que componen la estructura, además de las cargas internas que son las que generaran los parámetros para la definición de la configuración final de cada elemento de la estructura.

###### **4.4.1.1. Evaluación de cargas externas**

Al iniciar el proceso de evaluación de las cargas externas, es importante mencionar que se debe realizar desde los elementos que tienen menor capacidad de carga, y estos transmiten la carga a los elementos sobre los que se encuentran apoyados, los cuales tienen mayor capacidad para resistir las cargas que provienen de los elementos que se apoyan en ellos. A continuación se detalla el análisis para cada uno de estos elementos, iniciando por los largueros que son los que reciben las cargas provenientes directamente de la cubierta de techo.

El análisis de estas cargas se realiza en base a la pendiente de la cubierta, pues en primer momento es la que determina la carga distribuida sobre cada uno de ellos. Con respecto a las tipologías de polines que se definieron anteriormente, se realiza posteriormente la evaluación de los elementos con cargas más desfavorables, por lo tanto el análisis acá expuesto es para determinar todas las cargas que llegan a los diferentes elementos, conocido comúnmente como bajado de cargas.

#### a) Cargas externas en largueros

Para la determinación de las cargas que recibe cada elemento que funciona como larguero, que sirve como elemento secundario de la estructura de techo en éste ejemplo, se calcula los efectos de las cargas debidas a la cubierta, instalaciones de cielo falso, eléctricas y el peso propio del elemento.

La carga muerta se considera uniformemente distribuida para todos los largueros existentes en la estructura, debido a que la variación de la carga existente representa una condición más favorable. Se realiza un análisis para dos elementos, debido a que la separación de los largueros no es igual en las dos direcciones principales hacia donde escurre el agua.

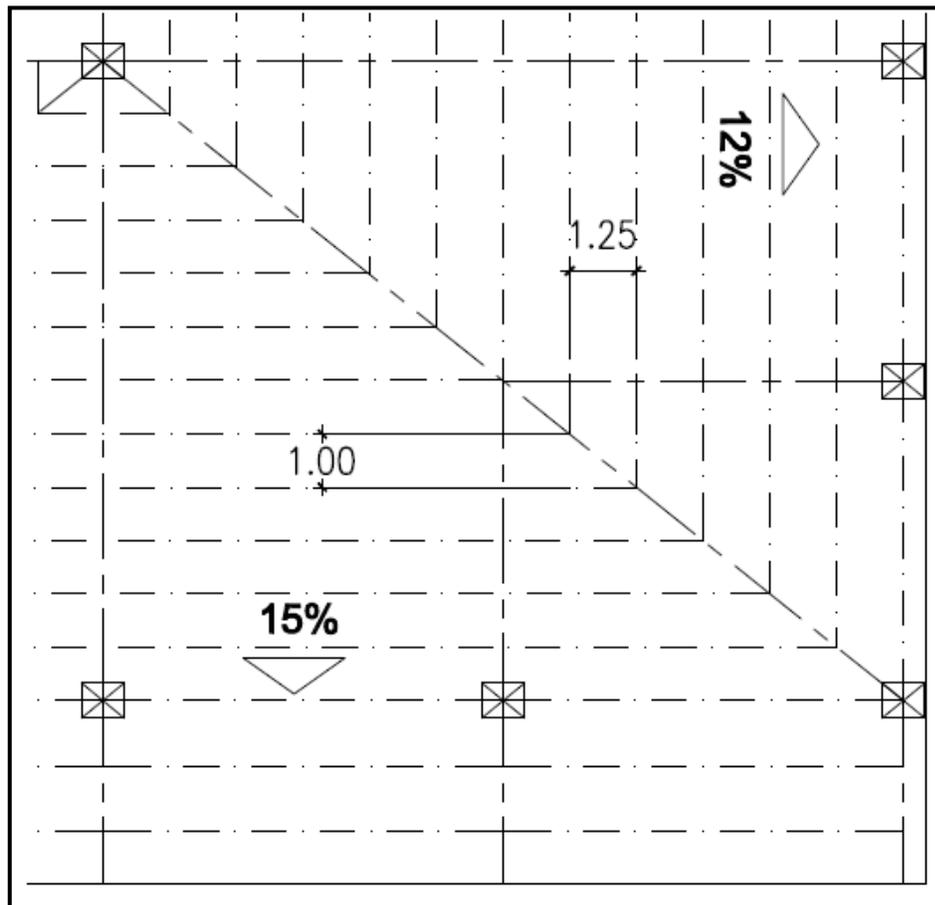


Figura 4.21 Separación de planta de los largueros en ambas direcciones.

a.1) Largueros Tipo P-1 (en pendiente de 12% de inclinación).

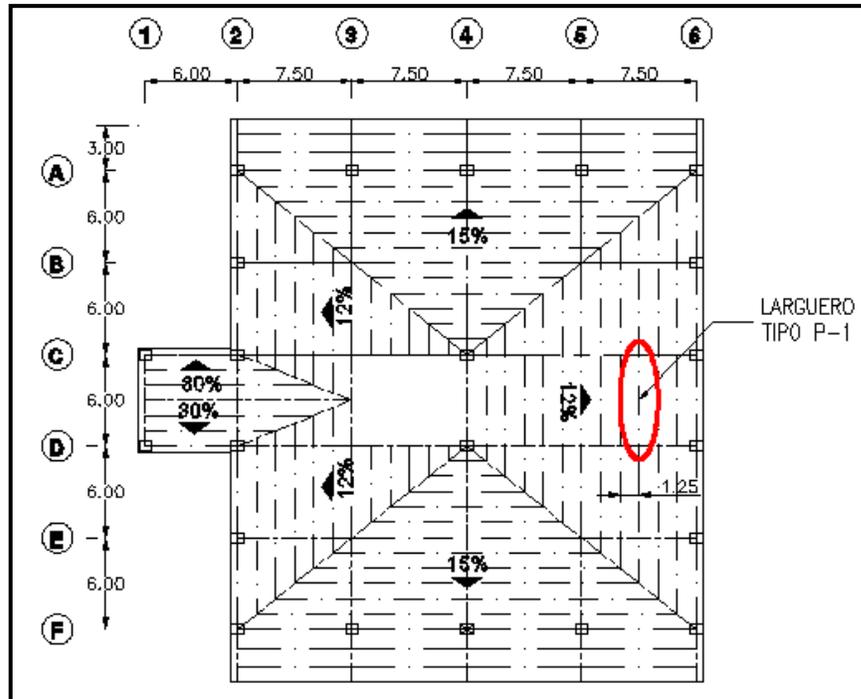


Figura 4.22 Ubicación de largueros tipo P-1.

**Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)**

Los materiales a utilizar en el sistema de techo: cubierta tipo lámina de aluminio y zinc con aislante de poliuretano de 2'' de espesor y larguero tipo polín espacial, del Anexo 2 se obtienen los pesos de estos componentes para la determinación de la carga muerta en un los largueros.

Para los largueros ubicados en los ejes verticales, que tiene una pendiente de 12% tienen una separación de 1.25 m en planta, a continuación se detalla el procedimiento de cálculo para las cargas distribuidas en dichos elementos:

$$\text{Para } 12\% \text{ de pendiente } \theta = \tan^{-1}(12/100) \rightarrow \theta = 6.84^\circ$$

Separación en planta de los polines: 1.25 m

$$\text{Separación de los polines} = 1.25 \text{ m} / \cos(6.84^\circ) = 1.26 \text{ m (ancho tributario para cada larguero)}$$

Cubierta = 10.74 kg/m<sup>2</sup> (Lámina de aluminio y zinc con aislante de poliuretano de 2'' de espesor)

Cielo falso e Instalaciones eléctricas = 25.00 kg/m<sup>2</sup>

Peso por unidad de área = 35.74 kg/m<sup>2</sup>

La carga lineal distribuida en cada larguero se determina del producto del peso por unidad de área y la separación de los polines, además se considera el 10% adicional de esta carga para considerar el peso propio del larguero.

$$D = (35.74 \text{ kg/m}^2 \times 1.26 \text{ m}) \times 1.10$$

$$D = 49.54 \text{ Kg/m}$$

#### **Cargas gravitacionales: Carga viva (Lr)**

Para el cálculo de las cargas vivas de techo distribuidas en los largueros de la estructura, utilizamos el **Reglamento de Seguridad Estructural de las Construcciones** (Ver tabla 3.7), en el cual la carga mínima que debe soportar una estructura de techo con pendiente mayor a 5% es de:

$$q_m = 20 \text{ Kg/m}^2$$

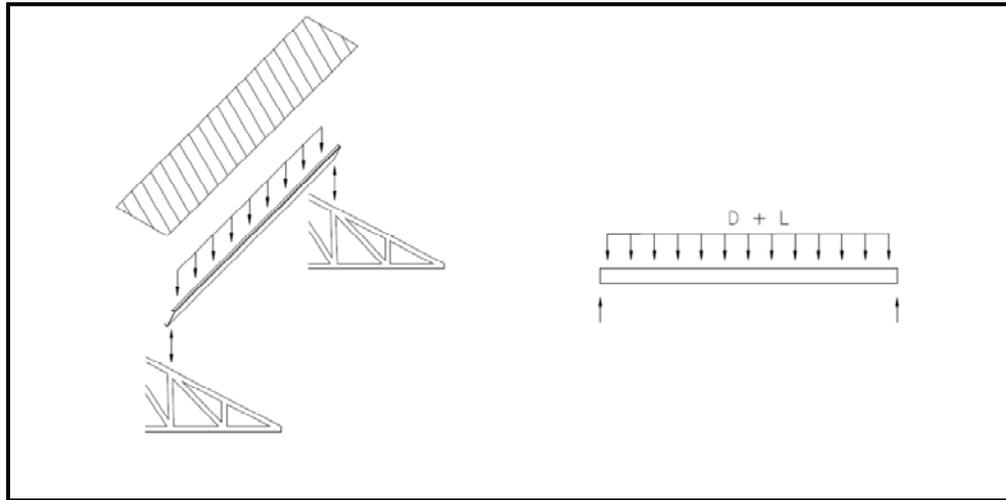
La carga viva distribuida sobre el larguero es igual a:

$$Lr = q_m * \text{Ancho tributario}$$

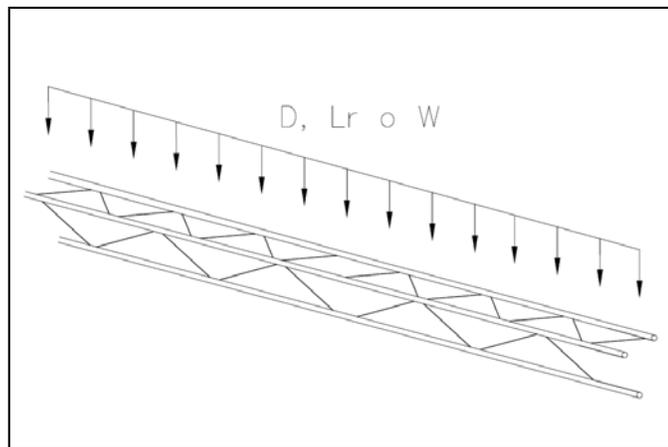
$$Lr = 20 \text{ Kg/m}^2 * 1.26 \text{ m}$$

$$Lr = 25.20 \text{ Kg/m}$$

En la figura 4.22 se muestra un esquema de cómo los largueros soportan la carga generada por la cubierta y por el peso propio en base a los criterios de cálculo definidos por el AISC, las reacciones en los largueros son verticales, a diferencia de las cargas de viento que son perpendiculares al eje de los largueros, lo cual se observará más adelante en el análisis de las cargas accidentales de viento que se generan en la estructura de techo



**Figura 4.23a. Larguero soportando cargas gravitacionales de servicio.**



**Figura 4.23b. Larguero soportando cargas gravitacionales de servicio y accidentales de viento.**

**Cargas accidentales: Carga de viento (W):**

Además de las cargas por gravedad, los largueros reciben las cargas provenientes de la presión o succión generada por el viento, que luego es trasladada hacia la armadura de la estructura de techo; esta carga como se mencionó en el capítulo anterior es perpendicular al eje fuerte del larguero.

El área tributaria para las cargas de viento es la misma que para las cargas gravitacionales, por lo tanto es igual el ancho tributario que se utilizó para evaluar las cargas gravitacionales.

Del capítulo anterior, la ecuación 3.6 nos indica cuan es la presión de viento que utilizaremos para evaluar la carga en los largueros de la siguiente manera:

$$P = C_p C_z K P_0$$

Los factores  $C_p$ ,  $C_z$  y  $K$  se determinan en base a las características particulares de la edificación.

- ✓ El factor  $C_p$ , según la tabla 3.9 para el lado de sotavento  $C_p = -0.7$  y para el lado de barlovento para superficies con inclinación menor de 30 grados  $C_p = -0.7$ , de tal manera que para el factor  $C_p$  el valor a utilizar es de  $-0.7$ .
- ✓ El factor  $C_z$  es determinado en base a la altura de la edificación:  
La estructura en análisis se encuentra clasificada en la Zona B<sup>20</sup>,  $a = 4.5$ ; y la altura de la edificación es  $Z = 12.80 \text{ m}$

Según la ecuación 3.7a:

$$C_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{2/a}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior los valores de  $z$  (altura) y  $a$ :

$$C_z = \left(\frac{12.80}{10}\right)^{2/0.45} = \mathbf{1.12}$$

- ✓ El factor  $K$  se determina en base a la ubicación particular de la edificación con respecto a su entorno que definen las zonas de exposición de la estructura, estas zonas están definidas en la **“Norma Técnica de Diseño por Viento” del “Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones en El Salvador”**, en particular para la estructura en cuestion, está rodeada por estructuras similares en altura se clasifica dentro de la zona B<sup>21</sup>, para el cual, según la tabla 3.8 el valor de el factor  $K$  es igual a 1.0 ( $K = 1.0$ ).

Con los factores de corrección para la ecuación 3.6 y considerando una  $P_0 = 30 \text{ Kg/m}^2$  según la **“Norma Técnica de Diseño por Viento” del “Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones en El Salvador”**, se obtiene la carga de viento generada en la estructura:

$$P = C_p C_z K P_0 = (-0.7)(1.12)(1.0)(30 \text{ Kg/m}^2)$$

---

<sup>20</sup> Ver Norma Técnica de Diseño por Viento sección 4.2.

<sup>21</sup> Norma Técnica de Diseño por Viento sección 4.2.

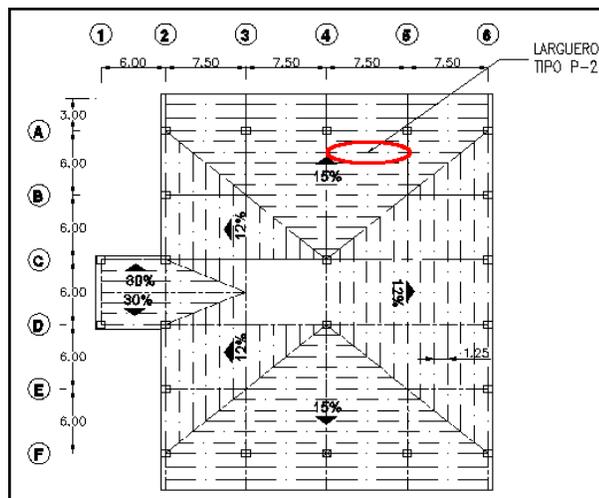
$$P = -23.52 \text{ Kg/m}^2$$

Lo cual indica una presión de succión perpendicular a la vertiente del techo (y a su vez en el eje fuerte de los largueros), la carga distribuida sobre el larguero es:

$$W = P * \text{Ancho tributario} = -23.52 \text{ Kg/m}^2 * 1.26 \text{ m}$$

$$W = -29.64 \text{ Kg/m}$$

**a.2) Largueros Tipo P-2 (en pendiente de 15% de inclinación).**



**Figura 4.24. Ubicación de larguero tipo P-2**

**Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)**

Para los largueros ubicados en los ejes horizontales, que tiene una pendiente de 15% tienen una separación de 1.00 m en planta, a continuación se detalla el procedimiento de cálculo para las cargas distribuidas en dichos elementos:

$$\text{Para } 15\% \text{ de pendiente } \theta = \tan^{-1}(15/100) \rightarrow \theta = 8.53^\circ$$

Separación en planta de los polines: 1.00 m

$$\text{Separación de los polines} = 1.00 \text{ m} / \cos(8.53^\circ) = 1.01 \text{ m} \text{ (ancho tributario para cada larguero)}$$

Cubierta = 10.74 kg/m<sup>2</sup> (Lámina de aluminio y zinc con aislante de poliuretano de 2'' de espesor)

Cielo falso e Instalaciones Eléctricas = 25.00 kg/m<sup>2</sup>

Peso por unidad de área = 35.74 kg/m<sup>2</sup>

La carga lineal distribuida en cada larguero se determina del producto del peso por unidad de área y la separación de los polines, además se considera el 10% adicional de esta carga para considerar el peso propio del larguero.

$$D = (35.74 \text{ kg/m}^2 \times 1.01 \text{ m}) \times 1.10$$

$$D = 39.71 \text{ Kg/m}$$

#### **Cargas gravitacionales: Carga viva (Lr)**

Para el cálculo de las cargas vivas de techo distribuidas en los largueros de la estructura, utilizamos el **Reglamento de Seguridad Estructural de las Construcciones** (Ver tabla 3.7), en el cual la carga mínima que debe soportar una estructura de techo con pendiente mayor a 5% es de:

$$q_m = 20 \text{ Kg/m}^2$$

La carga viva distribuida sobre el larguero es igual a:

$$Lr = q_m * \text{Ancho tributario}$$

$$Lr = 20 \text{ Kg/m}^2 * 1.01 \text{ m}$$

$$Lr = 20.20 \text{ Kg/m}$$

#### **Cargas accidentales: Carga de viento (W):**

Los factores de corrección para la ecuación 3.6 no varían si la pendiente del techo no excede los 30° de inclinación, como es el caso de la pendiente de 15% en la cubierta del techo. Eso implica que la presión de viento para esta pendiente se mantiene:

$$P = C_p C_z K P_0 = (-0.7)(1.12)(1.0)(30 \text{ Kg/m}^2)$$

$$P = -23.52 \text{ Kg/m}^2$$

Lo cual indica una presión de succión perpendicular a la vertiente del techo (y a su vez en el eje fuerte de los largueros), la carga distribuida sobre el larguero es:

$$W = P * \text{Ancho tributario} = -23.52 \text{ Kg/m}^2 * 1.01 \text{ m}$$

$$W = -25.57 \text{ Kg/m}$$

### a.3) Largueros Tipo P-3 (en pendiente de 30% de inclinación).

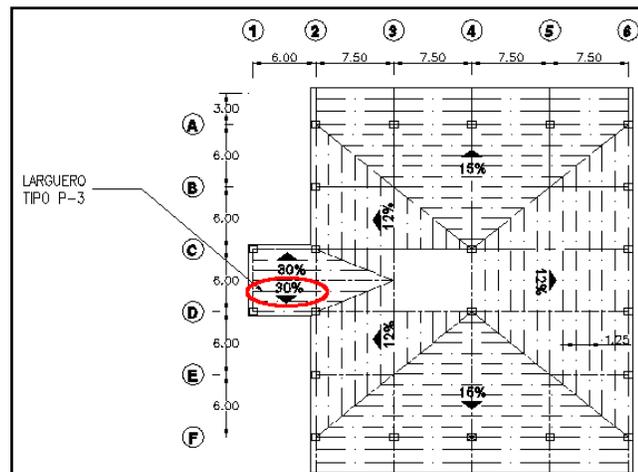


Figura 4.25. Ubicación de larguero tipo P-3

#### Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)

Para los polines ubicados en los ejes horizontales, que tiene una pendiente de 30% tienen una separación de 1.00 m en planta, a continuación se detalla el procedimiento de cálculo para las cargas distribuidas en dichos elementos:

$$\text{Para } 15\% \text{ de pendiente } \theta = \tan^{-1}(30/100) \rightarrow \theta = 16.70^\circ$$

Separación en planta de los polines: 1.00 m

Separación de los polines =  $1.00 \text{ m} / \cos(16.70^\circ) = 1.04 \text{ m}$  (ancho tributario para cada larguero)

Cubierta = 10.74 kg/m<sup>2</sup> (Lámina de aluminio y zinc con aislante de poliuretano de 2'' de espesor)

Cielo falso e Instalaciones Eléctricas = 25.00 kg/m<sup>2</sup>

Peso por unidad de área = 35.74 kg/m<sup>2</sup>

La carga lineal distribuida en cada larguero se determina del producto del peso por unidad de área y la separación de los polines, además se considera el 10% adicional de esta carga para considerar el peso propio del larguero.

$$D = (35.74 \text{ kg/m}^2 \times 1.04 \text{ m}) \times 1.10$$

$$D = 40.89 \text{ Kg/m}$$

#### **Cargas gravitacionales: Carga viva (Lr)**

Para el cálculo de las cargas vivas de techo distribuidas en los largueros de la estructura, utilizamos el **Reglamento de Seguridad Estructural de las Construcciones** (Ver tabla 3.7), en el cual la carga mínima que debe soportar una estructura de techo con pendiente mayor a 5% es de:

$$q_m = 20 \text{ Kg/m}^2$$

La carga viva distribuida sobre el larguero es igual a:

$$Lr = q_m * \text{Ancho tributario}$$

$$Lr = 20 \text{ Kg/m}^2 * 1.04 \text{ m}$$

$$Lr = 20.80 \text{ Kg/m}$$

#### **Cargas accidentales: Carga de viento (W):**

Los factores de corrección para la ecuación 3.6 no varían si la pendiente del techo no excede los 30° de inclinación, como es el caso de la pendiente de 30% en la cubierta del techo. Eso implica que la presión de viento para esta pendiente se mantiene:

$$P = C_p C_z K P_0 = (-0.7)(1.12)(1.0)(30 \text{ Kg/m}^2)$$

$$P = -23.52 \text{ Kg/m}^2$$

Lo cual indica una presión de succión perpendicular a la vertiente del techo (y a su vez en el eje fuerte de los largueros), la carga distribuida sobre el larguero es:

$$W = P * \text{Ancho tributario} = -23.52 \text{ Kg/m}^2 * 1.04 \text{ m}$$

$$W = -26.33 \text{ Kg/m}$$

Lo anterior calculado es posible resumirlo en la siguiente tabla (Tabla 4.1) para poder entender de una forma más sencilla los datos obtenidos:

CARGAS DISTRIBUIDAS EN LARGEROS (kg/m)			
LARGUERO	MUERTA (D)	VIVA DE TECHO ( <i>Lr</i> )	VIENTO (W)
P - 1 (12 %)	49.54	25.20	-29.64
P - 2 (15%)	39.71	20.20	-25.57
P - 3 (30 %)	40.89	20.80	-26.33

**Tabla 4.1 Resumen de las cargas distribuidas en los elementos secundarios.**

Luego de obtener las cargas externas en los largueros, que son los elementos que reciben la carga proveniente de la cubierta de techo, se calculan las cargas sobre las vigas de techo, que son los elementos primarios de la estructura.

### **b) Cargas externas en vigas de techo**

Según el esquema de la configuración de techos, existen tres tipos de vigas de alma abierta, los cuales serán analizados para determinar las cargas existentes en cada una de ellas, viva, muerta y accidentales, esta última además de incluir la carga debido a la influencia del viento debe incluir la carga debida a los efectos sísmicos que le produce la masa que soporta y el peso propio del mismo elemento.

#### **b.1) Viga Tipo VM-1 (en eje 5 tramos A - B)**

En primer lugar se analizará la viga ubicada en el eje 5, tramo A - B; que son iguales a las ubicadas en los ejes 3 y 5 tramo E - F.

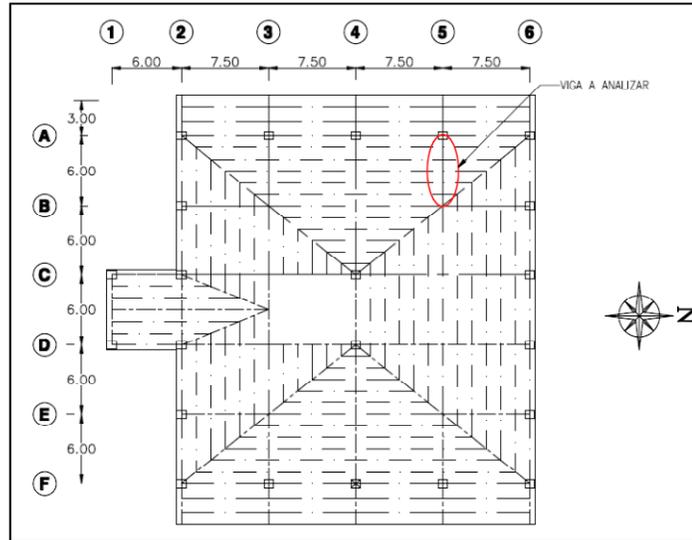


Figura 4.26 Ubicación de la viga de alma abierta en eje 5 tramo A - B.

Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)

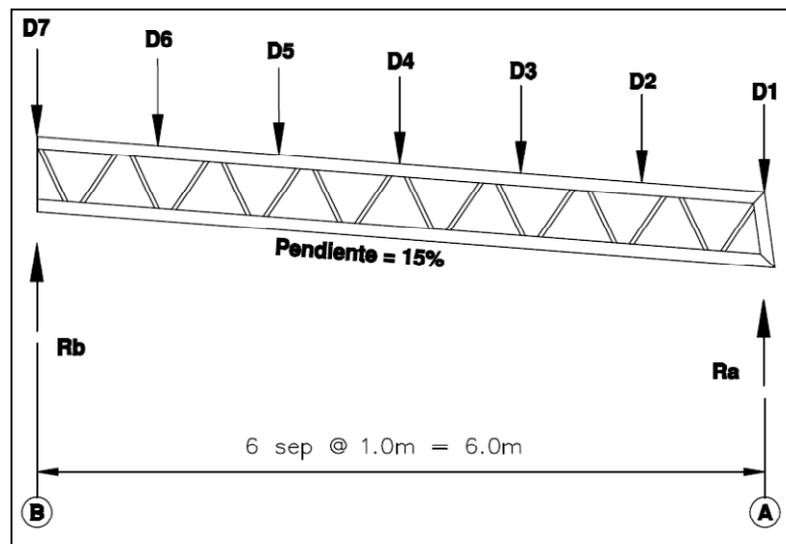
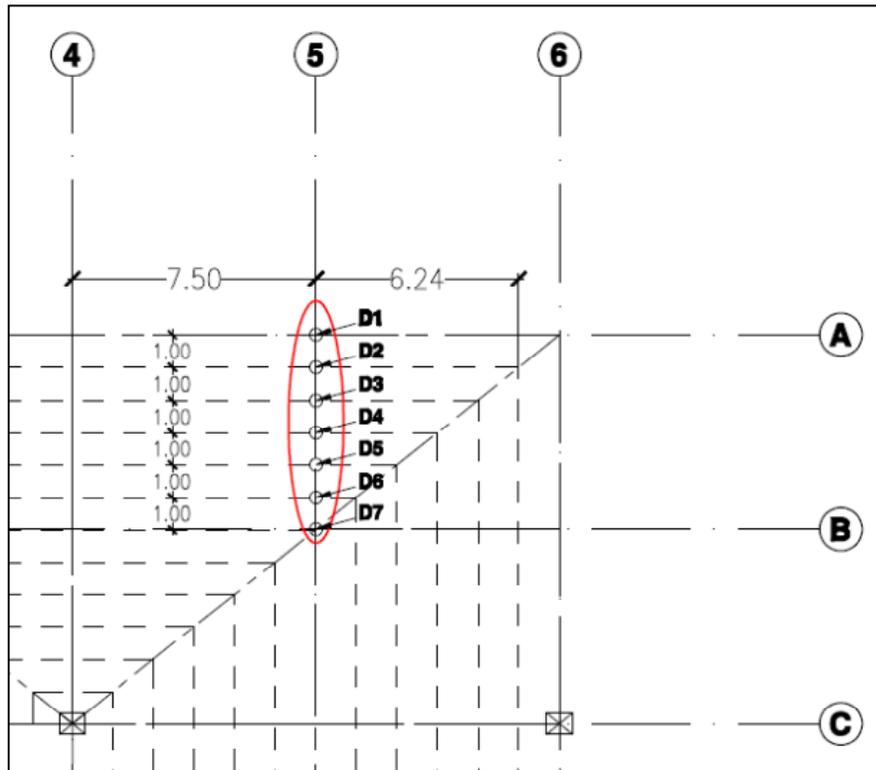


Figura 4.27 Condición de carga para la viga ubicada en eje 5 tramo A - B.

En la figura 4.27 se observa las cargas que llegan a la viga de alma abierta que provienen de los polines, para determinar la magnitud de las cargas, se distribuirán las cargas en los polines, hacia la viga de alma abierta, en función proporcional de la distancia entre elementos secundarios.



**Figura 4.28 Esquema de longitudes proporcionales de carga para la carga D2.**

Para calcular las diferentes cargas en cada nudo donde se apoyan los polines, se muestra como ejemplo en la figura 4.28, en donde la carga  $D_2$  es debida a los polines de longitud de 7.50 mts. y de 6.24 mts. Cuya carga distribuida se calculo anteriormente, para inclinación de 15% ( $q_D = 39.71 \text{ Kg/m}$ )

- ✓ Para  $D_1$ ,  $l_1 = 7.50 \text{ mts.}$ ,  $l_2 = 7.50 \text{ mts.}$ , además se multiplica por 1.10 para considerar el peso propio de la armadura, en todas las cargas.

$$D_1 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_D \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_D \right) \right] \times 1.10$$

$$D_1 = \left[ \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) \right] \times 1.10 = 327.61 \text{ Kg}$$

- ✓ Para  $D_2$ ,  $l_1 = 7.50 \text{ mts.}$ ,  $l_2 = 6.24 \text{ mts.}$ , (ver figura 4.24)

$$D_2 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_D \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_D \right) \right] \times 1.10$$

$$D_2 = \left[ \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{6.24}{2} \times 39.71 \right) \right] \times 1.10 = 300.09 \text{ Kg}$$

✓ Para  $D_3$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 4.97$  mts.

$$D_3 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_D \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_D \right) \right] \times 1.10$$

$$D_3 = \left[ \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{4.97}{2} \times 39.71 \right) \right] \times 1.10 = 272.35 \text{ Kg}$$

✓ Para  $D_4$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 3.73$  mts.

$$D_4 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_D \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_D \right) \right] \times 1.10$$

$$D_4 = \left[ \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{3.73}{2} \times 39.71 \right) \right] \times 1.10 = 245.27 \text{ Kg}$$

✓ Para  $D_5$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 2.49$  mts.

$$D_5 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_D \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_D \right) \right] \times 1.10$$

$$D_5 = \left[ \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{2.49}{2} \times 39.71 \right) \right] \times 1.10 = 218.19 \text{ Kg}$$

✓ Para  $D_6$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 1.25$  mts.

$$D_6 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_D \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_D \right) \right] \times 1.10$$

$$D_6 = \left[ \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{1.25}{2} \times 39.71 \right) \right] \times 1.10 = 191.10 \text{ Kg}$$

✓ Para  $D_7$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 0.00$  mts.

$$D_7 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_D \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_D \right) \right] \times 1.10$$

$$D_7 = \left[ \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{0.00}{2} \times 39.71 \right) \right] \times 1.10 = 163.80 \text{ Kg}$$

✓ Reacciones en los apoyos ( $R_{AD}$  y  $R_{BD}$ )

$$\sum f_y = 0$$

$$\sum f_y = R_{AD} - D_1 - D_2 - D_3 - D_4 - D_5 - D_6 - D_7 + R_{BD} = 0$$

$$R_{AD} = D_1 + D_2 + D_3 + D_4 + D_5 + D_6 + D_7 - R_{BD}$$

$$\sum M_A = 0$$

Todas las fuerzas son equidistantes e iguales a 1.00 mts.

$$\sum M_A = D_2(1.00) + D_3(2.00) + D_4(3.00) + D_5(4.00) + D_6(5.00) + D_7(6.00) - R_{BD}(6.00) = 0$$

$$R_{BD} = \frac{D_2(1.00) + D_3(2.00) + D_4(3.00) + D_5(4.00) + D_6(5.00) + D_7(6.00)}{6.00}$$

$$R_{BD} = \frac{300.09(1.00) + 272.35(2.00) + 245.27(3.00) + 218.19(4.00) + 191.10(5.00) + 163.80(6.00)}{6.00}$$

$$R_{BD} = 731.94 \text{ Kg}$$

$$R_{AD} = 327.61 + 300.09 + 272.35 + 245.27 + 218.19 + 191.10 + 163.80 - 731.94$$

$$R_{AD} = 986.47 \text{ Kg}$$

A continuación se muestra en la figura 4.x una tabla de cálculo de todos los procesos mencionados anteriormente, para determinar las cargas que llegan al elemento y las reacciones que se transmiten a los apoyos.

Viga en eje 5		Carga muerta							
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje A	Qi	Qi + PP	Ma	RB	RA
D1	39.71	7.50	7.50	0.00	297.83	327.61	0		
D2	39.71	7.50	6.24	1.00	272.81	300.09	300.09		
D3	39.71	7.50	4.97	2.00	247.59	272.35	544.7		
D4	39.71	7.50	3.73	3.00	222.97	245.27	735.81		
D5	39.71	7.50	2.49	4.00	198.35	218.19	872.76		
D6	39.71	7.50	1.25	5.00	173.73	191.1	955.5		
D7	39.71	7.50	0.00	6.00	148.91	163.8	982.8		
RB				6.00					
						Σ	4391.66	731.94	986.47

**Tabla 4.2 Resumen de las cargas muertas en los nudos de la viga en el eje 5 y en los apoyos.**

### Cargas gravitacionales: Carga viva (L)

De igual manera para las cargas vivas que soporta la viga de alma abierta, se debe hacer un análisis similar para determinar las reacciones en la misma.

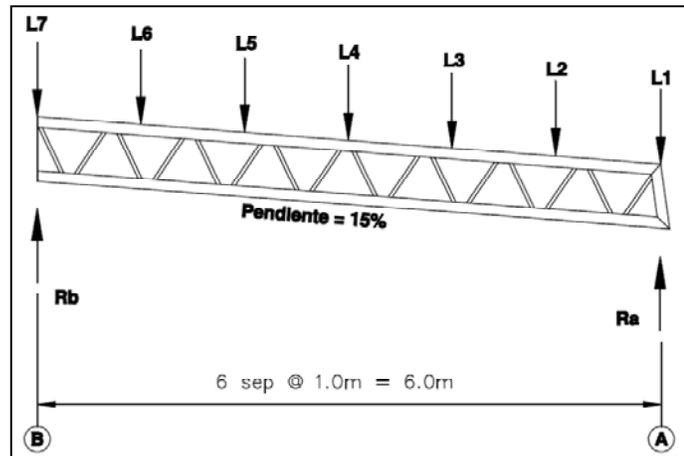


Figura 4.29 Condición de carga (carga viva, L) para la viga ubicada en eje 5 tramo A - B.

De la misma manera que en las cargas muertas y tal como se observa en la figura 4.29, se distribuirán las cargas en los polines, hacia la viga de alma abierta, en función proporcional de la distancia entre elementos secundarios.

Se muestra como ejemplo el mismo nudo que en el ejemplo anterior de las cargas muertas de la figura 4.24, en donde la carga  $L_2$  es debida a los polines de longitud de 7.50 mts. y de 6.24 mts. cuya carga distribuida se calculó anteriormente, para inclinación de 15% ( $q_l = 20.20 \text{ Kg/m}$ )

✓ Para  $L_1$ ,  $l_1 = 7.50 \text{ mts.}$ ,  $l_2 = 7.50 \text{ mts.}$

$$L_1 = \left( \frac{l_1}{2} \times q_l \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_l \right)$$

$$L_1 = \left( \frac{7.5}{2} \times 20.20 \right) + \left( \frac{7.5}{2} \times 20.20 \right) = 151.50 \text{ Kg}$$

✓ Para  $L_2$ ,  $l_1 = 7.50 \text{ mts.}$ ,  $l_2 = 6.24 \text{ mts.}$ , (ver figura 4.24)

$$L_2 = \left( \frac{l_1}{2} \times q_l \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_l \right)$$

$$L_2 = \left( \frac{7.5}{2} \times 20.20 \right) + \left( \frac{6.24}{2} \times 20.20 \right) = 138.77 \text{ Kg}$$

✓ Para  $L_3$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 4.97$  mts.

$$L_3 = \left( \frac{l_1}{2} \times q_l \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_l \right)$$

$$L_3 = \left( \frac{7.5}{2} \times 20.20 \right) + \left( \frac{4.97}{2} \times 20.20 \right) = 125.95 \text{ Kg}$$

✓ Para  $L_4$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 3.73$  mts.

$$L_4 = \left( \frac{l_1}{2} \times q_l \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_l \right)$$

$$L_4 = \left( \frac{7.5}{2} \times 20.20 \right) + \left( \frac{3.73}{2} \times 20.20 \right) = 113.42 \text{ Kg}$$

✓ Para  $L_5$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 2.49$  mts.

$$L_5 = \left( \frac{l_1}{2} \times q_l \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_l \right)$$

$$L_5 = \left( \frac{7.5}{2} \times 20.20 \right) + \left( \frac{2.49}{2} \times 20.20 \right) = 100.90 \text{ Kg}$$

✓ Para  $L_6$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 1.25$  mts.

$$L_6 = \left( \frac{l_1}{2} \times q_l \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_l \right)$$

$$L_6 = \left( \frac{7.5}{2} \times 20.20 \right) + \left( \frac{1.25}{2} \times 20.20 \right) = 88.38 \text{ Kg}$$

✓ Para  $L_7$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 0.00$  mts.

$$L_7 = \left( \frac{l_1}{2} \times q_l \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_l \right)$$

$$L_7 = \left( \frac{7.5}{2} \times 20.20 \right) + \left( \frac{0.00}{2} \times 20.20 \right) = 75.75 \text{ Kg}$$

✓ Reacciones en los apoyos ( $R_{Al}$  y  $R_{Bl}$ )

$$\sum f_y = 0$$

$$\sum f_y = R_{Al} - L_1 - L_2 - L_3 - L_4 - L_5 - L_6 - L_7 + R_{Bl} = 0$$

$$R_{Al} = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 + L_6 + L_7 - R_{Bl}$$

$$\sum M_A = 0$$

Todas las fuerzas son equidistantes e iguales a 1.00 mts.

$$\sum M_A = L_2(1.00) + L_3(2.00) + L_4(3.00) + L_5(4.00) + L_6(5.00) + L_7(6.00) - R_{Bl}(6.00) = 0$$

$$R_{Bl} = \frac{L_2(1.00) + L_3(2.00) + L_4(3.00) + L_5(4.00) + L_6(5.00) + L_7(6.00)}{6.00}$$

$$R_{Bl} = \frac{138.77(1.00) + 125.95(2.00) + 113.42(3.00) + 100.90(4.00) + 88.38(5.00) + 75.75(6.00)}{6.00}$$

$$R_{Bl} = 338.49 \text{ Kg}$$

$$R_{Al} = 151.50 + 138.77 + 125.95 + 113.42 + 100.90 + 88.38 + 75.75 - 338.49$$

$$R_{Al} = 456.18 \text{ Kg}$$

En la tabla 4.3 también se pueden observar todas las cargas que llegan a la viga en el eje 5 debido a los efectos de carga viva, y las reacciones en los apoyos que estas generan.

Viga en eje 5		Carga viva						
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje A	Qj	Ma	RB	RA
L1	20.20	7.50	7.50	0.00	151.50	0		
L2	20.20	7.50	6.24	1.00	138.77	138.77		
L3	20.20	7.50	4.97	2.00	125.95	251.9		
L4	20.20	7.50	3.73	3.00	113.42	340.26		
L5	20.20	7.50	2.49	4.00	100.90	403.6		
L6	20.20	7.50	1.25	5.00	88.38	441.9		
L7	20.20	7.50	0.00	6.00	75.75	454.5		
RB				6.00				
					Σ	2030.93	338.49	456.18

**Tabla 4.3 Hoja de cálculo auxiliar para determinar las cargas vivas en el elemento.**

### Cargas accidentales: Carga de viento (W)

El análisis de las cargas externas accidentales (cargas de viento) que son transmitidas a las vigas de alma abierta, deben de ser analizadas, en el plano de aplicación de las cargas, debido a que estas son perpendiculares a las vigas, se muestra a continuación la condición de carga en la cual se encuentran dichos elementos para las cargas de viento:

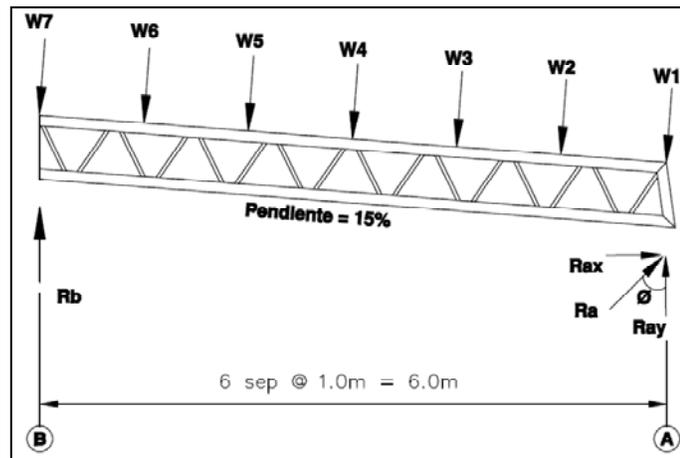


Figura 4.30 Viga cargada por las cargas de viento.

Para el cálculo de las reacciones en los apoyos de la viga de alma abierta (Figura 4.30), se considera en la dirección perpendicular a la dirección de aplicación de las cargas, es decir paralelo a las cuerdas de la viga, de tal forma que las reacciones (resultante de las reacciones), al igual que en los anteriores casos tenga la misma dirección de las cargas, pero en sentido contrario. Debido a que la pendiente es pequeña, la separación entre las cargas se puede considerar como la separación  $\theta$  en planta.

La carga distribuida en los elementos secundarios generados por los efectos del viento, para una pendiente de 15% es de  $q_w = -25.57 \text{ Kg}$ , lo cual implica, por convención de signos, que las cargas son contrarias a la dirección que se colocó en la figura 4.24.

✓ Para  $W_1$ ,  $l_1 = 7.50 \text{ mts.}$ ,  $l_2 = 7.50 \text{ mts.}$

$$W_1 = \left( l_1/2 \times q_w \right) + \left( l_2/2 \times q_w \right)$$

$$W_1 = \left( 7.5/2 \times (-25.57) \right) + \left( 7.5/2 \times (-25.57) \right) = -191.78 \text{ Kg}$$

✓ Para  $W_2$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 6.24$  mts., (ver figura 4.24)

$$W_2 = \left( l_1/2 \times q_w \right) + \left( l_2/2 \times q_w \right)$$

$$W_2 = \left( 7.5/2 \times (-25.57) \right) + \left( 6.24/2 \times (-25.57) \right) = -175.67 \text{ Kg}$$

✓ Para  $W_3$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 4.97$  mts.

$$W_3 = \left( l_1/2 \times q_w \right) + \left( l_2/2 \times q_w \right)$$

$$W_3 = \left( 7.5/2 \times (-25.57) \right) + \left( 4.97/2 \times (-25.57) \right) = -159.43 \text{ Kg}$$

✓ Para  $W_4$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 3.73$  mts.

$$W_4 = \left( l_1/2 \times q_w \right) + \left( l_2/2 \times q_w \right)$$

$$W_4 = \left( 7.5/2 \times (-25.57) \right) + \left( 3.73/2 \times (-25.57) \right) = -143.58 \text{ Kg}$$

✓ Para  $W_5$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 2.49$  mts.

$$W_5 = \left( l_1/2 \times q_w \right) + \left( l_2/2 \times q_w \right)$$

$$W_5 = \left( 7.5/2 \times (-25.57) \right) + \left( 2.49/2 \times (-25.57) \right) = -127.72 \text{ Kg}$$

✓ Para  $W_6$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 1.25$  mts.

$$W_6 = \left( l_1/2 \times q_w \right) + \left( l_2/2 \times q_w \right)$$

$$W_6 = \left( 7.5/2 \times (-25.57) \right) + \left( 1.25/2 \times (-25.57) \right) = -111.87 \text{ Kg}$$

✓ Para  $W_7$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 0.00$  mts.

$$W_7 = \left( l_1/2 \times q_w \right) + \left( l_2/2 \times q_w \right)$$

$$W_7 = \left( 7.5/2 \times (-25.57) \right) + \left( 0.00/2 \times (-25.57) \right) = -95.89 \text{ Kg}$$

El signo negativo como se mencionó antes para la carga distribuida, tiene la misma implicación que la carga puntual que llega a la viga de alma abierta, en donde la carga es contraria al

sentido en que se asumió la carga, de tal manera que se puede interpretar como una carga de viento de succión.

✓ Reacciones en los apoyos ( $R_{Aw}$  y  $R_{Bw}$ )

$$\sum f_y = 0$$

$$\sum f_y = R_{Aw} - W_1 - W_2 - W_3 - W_4 - W_5 - W_6 - W_7 + R_{Bw} = 0$$

$$R_{Aw} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 - R_{Bw}$$

$$\sum M_A = 0$$

Todas las fuerzas se consideraran equidistantes y la distancia entre ellas igual a 1.01 mts, por estar en un plano inclinado.

$$\begin{aligned} \sum M_A &= W_2(1.01) + W_3(2.02) + W_4(3.03) + W_5(4.04) + W_6(5.05) + W_7(6.06) \\ &\quad - R_{Bw}(6.00) = 0 \end{aligned}$$

$$R_{Bw} = \frac{W_2(1.01) + W_3(2.02) + W_4(3.03) + W_5(4.04) + W_6(5.05) + W_7(6.06)}{6.00}$$

$$R_{Bw} = \frac{(-175.67(1.01)) + (-153.43(2.02)) + (-143.58(3.03)) + (-127.72(4.04)) + (-111.87(5.05)) + (-95.89(6.06))}{6.00}$$

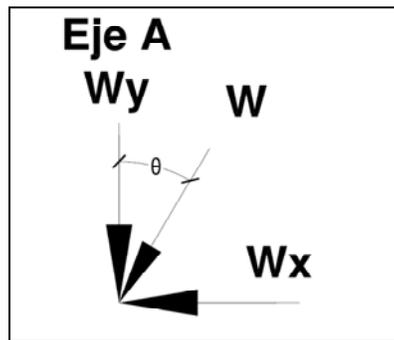
$$R_{Bw} = -432.76 \text{ Kg}$$

En éste momento también vemos que la carga que llega a los apoyos es contraria a la dirección asumida en un principio.

$$\begin{aligned} R_{Aw} &= (-191.78) + (-175.67) + (-153.43) + (-143.58) + (-127.72) + (-111.87) \\ &\quad + (-95.89) - (-432.76) \end{aligned}$$

$$R_{Aw} = -573.18 \text{ Kg}$$

Si deseamos obtener la resultante de la reacción en el nudo B, podemos obtenerlo de la relación geométrica que estas tienen entre sí, tal como se muestra a continuación en la figura 4.31.



**Figura 4.31 Detalle de componentes de la carga de viento en las vigas de alma abierta.**

El ángulo  $\theta$  que forma las cargas con la vertical, depende del ángulo de inclinación de la viga con respecto a la horizontal, para una pendiente de 15% anteriormente se definió el ángulo  $\theta = 8.53^\circ$ .

$$\sum f_x = 0$$

$$\sum f_x = R_{Aw_x} - W_1 \sin \theta - W_2 \sin \theta - W_3 \sin \theta - W_4 \sin \theta - W_5 \sin \theta - W_6 \sin \theta - W_7 \sin \theta = 0$$

$$R_{Aw_x} = W_1 \sin \theta + W_2 \sin \theta + W_3 \sin \theta + W_4 \sin \theta + W_5 \sin \theta + W_6 \sin \theta + W_7 \sin \theta$$

$$R_{Aw_x} = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7) \sin \theta$$

$$R_{Aw_x} = [(-191.78) + (-175.67) + (-153.43) + (-143.58) + (-127.72) + (-111.87) + (-95.89)] \sin(8.53^\circ)$$

$$R_{Aw_x} = -149.21 \text{ Kg}$$

Las cargas generadas debido a los efectos de viento, es posible tabularlas también, como se muestra en la tabla 4.4 tomando en cuenta también el efecto de la pendiente de la cubierta

para determinar las cargas en los puntos donde se apoyan los elementos secundarios como las reacciones en los apoyos de las vigas.

Viga en eje 5		Carga de viento							
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje A	Qi	MB	RB	Ray	Rax
W1	-25.57	7.50	7.50	0.00	-191.78	0			
W2	-25.57	7.50	6.24	1.01	-175.67	-177.4267			
W3	-25.57	7.50	4.97	2.02	-159.43	-322.0486			
W4	-25.57	7.50	3.73	3.03	-143.58	-435.0474	Pendiente	15%	$\sum Qi \times \text{Sen}\theta$
W5	-25.57	7.50	2.49	4.04	-127.72	-515.9888	$\theta$	8.53	-149.21
W6	-25.57	7.50	1.25	5.05	-111.87	-564.9435	rad	0.14887646	
W7	-25.57	7.50	0.00	6.06	-95.89	-581.0934			
RB				6.00					
					-1005.94	-2596.5484	-432.76	-573.18	-149.21

**Tabla 4.4 Hoja de cálculo auxiliar para determinar las cargas en el elemento.**

La reacción en el apoyo se determina a partir de las componentes vectoriales de la misma:

$$R_{Aw} = \sqrt{R_{Awx}^2 + R_{Awy}^2}$$

$$R_{Aw} = \sqrt{(-573.18)^2 + (-149.21)^2}$$

$$R_{Aw} = 592.28 \text{ Kg}$$

#### Cargas accidentales: Carga sísmica (E)

Según lo indicado en el Capítulo III, el diseño por cargas sísmicas en los elementos que componen los diafragmas de techo se desarrolla según la siguiente ecuación tomada de la **“Norma Técnica para Diseño por Sismo”**:

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n W_i} W_{px}$$

Y también:

$$0.35AIW_{px} < F_{px} < 0.75AIW_{px}$$

Para esto primero se establecen los factores que rigen la respuesta de la edificación ante solicitaciones sísmicas descritas en la **“Norma Técnica para Diseño por Sismo”**:

- ✓ Factor de zona sísmica  $A = 0.40$ , es una edificación ubicada al sur del país (ver ubicación en las consideraciones).
- ✓ Factor de importancia  $I = 1.2$ , es una edificación con niveles considerables de ocupación con capacidad para 150 personas aproximadamente, y de uso habitacional.
- ✓ Coeficientes de sitio  $C_o = 3$  y  $T_o = 0.6 \text{ seg}$ , atendiendo la recomendación dada en la citada norma se escoge un perfil de suelo  $S_3$  al no contar con información precisa de las propiedades del suelo.
- ✓ Factor de modificación de respuesta  $R = 5$ , se considera un edificio de un nivel de marco de concreto con detallado intermedio.

El período fundamental de vibración del edificio es:

$$T = C_t h^{3/4} = 0.073 \times 12.8^{3/4} = 0.494 \text{ seg}$$

$$T_o \leq T \leq 6T_o$$

$$T = 0.6 \text{ seg}$$

Según lo indicado en la norma: si  $T < 0.7 \text{ seg} \rightarrow F_t = 0$

La expresión para la fuerza sísmica queda entonces:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n W_i} W_{px}$$

Debido a que no existen niveles arriba del diafragma de techo, se puede simplificar aun más la ecuación anterior de la siguiente manera:

$$F_{px} = \frac{F_x}{W_x} W_{px}$$

Donde

$F_x = \text{Fuerza sísmica en el diafragma de techo}$

$W_x = \text{Peso del diafragma de techo}$

La fuerza sísmica en el diafragma se determina así:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

En el anexo 4.1, los pesos de los diafragmas de cada nivel se han determinado para cada uno de éstos, los niveles del 1 al nivel 2 son iguales, mientras que en el último nivel el peso es menor debido a que las columnas que llegan a éste nivel solamente son las que están perimetrales en el edificio.

A continuación se muestran las cargas en cada nivel y se esquematiza en la figura 4.32.

$$W_1 = 903.74 \text{ Ton}$$

$$W_2 = 903.74 \text{ Ton}$$

$$W_3 = 714.81 \text{ Ton}$$

$$W_x = 56.64 \text{ Ton}$$

$$W_T = 903.74 + 903.74 + 714.81 + 56.64 = 2,578.93 \text{ Ton}$$

$$V = \frac{AIC_o}{R} \left( \frac{T_o}{T} \right) W_T = \frac{0.40 \times 1.20 \times 3}{5} \times \left( \frac{0.60}{0.60} \right) \times 2,578.93$$

$$V = 742.73 \text{ Kg}$$

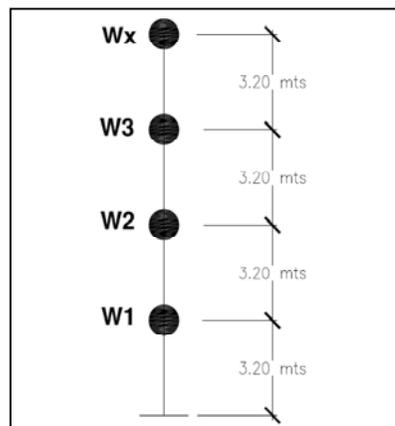


Figura 4.32 Distribución del peso sísmico en la edificación.

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

La fuerza de látigo ( $F_t$ ) es cero, como se analizó anteriormente debido al período fundamental de vibración de la estructura.

$$F_x = \frac{V \times W_x h_x}{\sum W_i h_i}$$

$$F_x = \frac{742.73 \times 56.64 \times 12.8}{(903.74 \times 3.20) + (903.74 \times 6.40) + (714.81 \times 9.60) + (56.64 \times 12.80)}$$

$$F_x = 33.11 \text{ Ton}$$

Al sustituir en la ecuación de la fuerza sísmica para elementos del diafragma se obtiene:

$$F_{px} = \frac{F_x}{W_x} W_{px} = \frac{33.11}{56.64} W_{px}$$

$$F_{px} = 0.58 W_{px}$$

Al comparar por los límites establecidos en la norma:

$$0.35 A I W_{px} = 0.35 \times 0.40 \times 1.2 W_{px} = 0.168 W_{px}$$

$$0.75 A I W_{px} = 0.75 \times 0.40 \times 1.2 W_{px} = 0.36 W_{px}$$

Se observa que rige el límite superior, por tanto la fuerza sísmica aplicada a los elementos que componen el diafragma de techo es:

$$\mathbf{F_{px} = 0.36 W_{px}}$$

Esta expresión implica que la carga lateral que llegará a cada nudo de la viga de alma abierta y que provienen de los elementos secundarios, se obtiene por el producto del factor (0.36) por el peso del elemento, es decir la carga muerta puntual que llega en ese nudo, tal como se muestra a continuación en la figura 4.33 y se detalla más adelante.

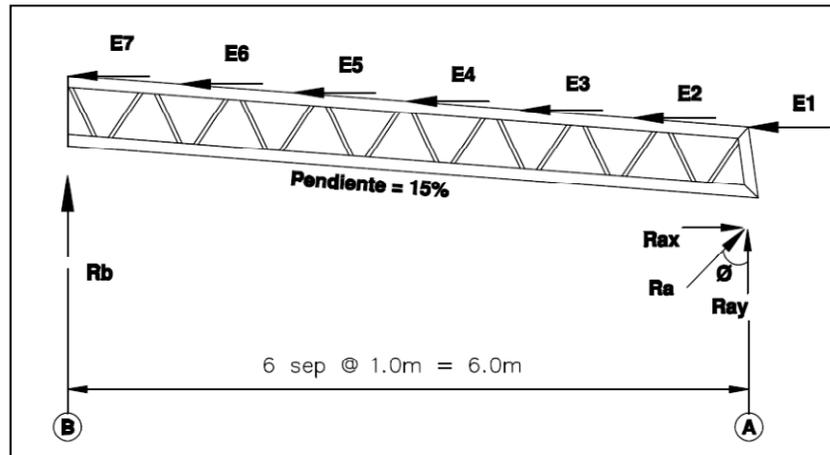


Figura 4.33 Viga de alma abierta, recibiendo las cargas sísmicas de los elementos secundarios.

$$E_i = 0.36D_i$$

$$E_1 = 0.36D_1 = 0.36 \times 327.61 = 117.94 \text{ Kg}$$

$$E_2 = 0.36D_2 = 0.36 \times 300.09 = 108.03 \text{ Kg}$$

$$E_3 = 0.36D_3 = 0.36 \times 272.35 = 98.05 \text{ Kg}$$

$$E_4 = 0.36D_4 = 0.36 \times 245.27 = 88.30 \text{ Kg}$$

$$E_5 = 0.36D_5 = 0.36 \times 218.19 = 78.55 \text{ Kg}$$

$$E_6 = 0.36D_6 = 0.36 \times 191.10 = 68.80 \text{ Kg}$$

$$E_7 = 0.36D_7 = 0.36 \times 163.80 = 58.97 \text{ Kg}$$

Reacciones en los apoyos:

$$\sum M_A = 0$$

Todas las fuerzas son equidistantes y la distancia entre ellas igual a 0.15 mts.

$$\sum M_A = E_2(0.15) + E_3(0.30) + E_4(0.45) + E_5(0.60) + E_6(0.75) + E_7(0.90) - R_{BE}(6.00) = 0$$

$$R_{BE} = \frac{108.83(0.15) + 98.05(0.30) + 88.30(0.45) + 78.55(0.60) + 68.80(0.75) + 58.97(0.90)}{6.00}$$

$$R_{BE} = \frac{E_2(0.15) + E_3(0.30) + E_4(0.45) + E_5(0.60) + E_6(0.75) + D_7(0.90)}{6.00}$$

$$R_{BE} = 39.53 \text{ Kg}$$

La reacción en el extremo B es vertical, para determinar la componente vertical de la reacción en el apoyo A, hacemos equilibrio en el sistema.

$$\sum f_y = 0$$

$$\sum f_y = R_{AEy} + R_{BE} = 0$$

$$R_{AEy} = -R_{BE}$$

$$R_{AEy} = -39.53 \text{ Kg}$$

De igual forma que con la carga de viento para obtener la reacción en la dirección horizontal, hacemos equilibrio del sistema.

$$\sum f_x = 0$$

$$\sum f_x = R_{AEx} - E_1 - E_2 - E_3 - E_4 - E_5 - E_6 - E_7 = 0$$

$$R_{AEx} = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6 + E_7 \\ = 117.94 + 108.83 + 98.05 + 88.30 + 78.55 + 68.80 + 58.97$$

$$R_{AEx} = 618.64 \text{ Kg}$$

Con los valores de los parámetros que intervienen en el cálculo de los efectos de las cargas en el elemento, es posible generar una tabla auxiliar para determinar estos efectos, de una forma más práctica, a continuación en la tabla 4.5 se muestra esta herramienta que será utilizada para evaluar los diferentes elementos que componen la estructura del techo.

Viga en eje 5		Carga de sismo							
# Carga	Carga muerta	Dist. vertical	Dist. horizontal	Factor	Ei	Ma	RB	RAy	RAx
E1	327.61	0.00	0.00	0.36	117.94	0			
E2	300.09	0.15	1.00	0.36	108.03	16.2045			
E3	272.35	0.30	2.00	0.36	98.05	29.415			
E4	245.27	0.45	3.00	0.36	88.30	39.735			
E5	218.19	0.60	4.00	0.36	78.55	47.13			
E6	191.10	0.75	5.00	0.36	68.80	51.6			
E7	163.80	0.90	6.00	0.36	58.97	53.073			
			6.00		618.64	237.1575	39.53	39.53	618.64

Tabla 4.5 Hoja auxiliar para determinar las cargas de sismo en el elemento.

$$R_{AE} = \sqrt{R_{AEx}^2 + R_{AEy}^2}$$

$$R_{AE} = \sqrt{(618.64)^2 + (-39.54)^2}$$

$$R_{AE} = 619.90 \text{ Kg}$$

**b.2) Viga Tipo VM-3 (en eje 4 tramos A - C).**

En anexo 4.2 se muestra el análisis para viga ubicada en el eje 4, tramos A – C, se determina en base a la misma metodología, se muestra a continuación un esquema de las cargas muertas, las cuales su comportamiento es similar al de las cargas vivas. En el caso de las cargas de viento siempre es importante al leer los datos aquí mostrados, que fueron calculados en base a las cargas que llegan provenientes de los polines espaciales, que son perpendiculares al eje de los mismos y las cargas sísmicas que son cargas completamente horizontales.

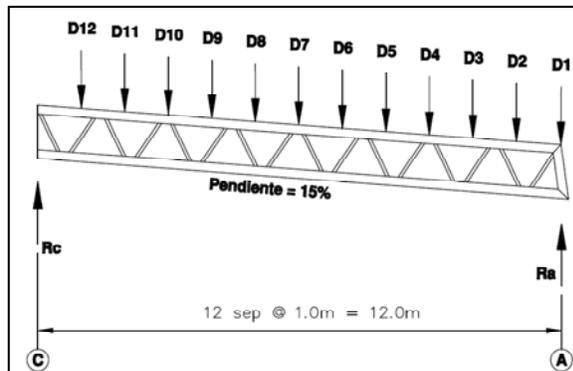


Fig. 4.34 Esquema de cargas de la viga ubicada en el eje 4 tramos A – C.

Viga en eje 4		Resumen de cargas		
# Carga	Carga muerta (D)	Carga viva (Lr)	Carga de viento (W)	Carga de sismo (E)
1	327.61	151.50	-191.78	117.94
2	327.61	151.50	-191.78	117.94
3	327.61	151.50	-191.78	117.94
4	327.61	151.50	-191.78	117.94
5	327.61	151.50	-191.78	117.94
6	327.61	151.50	-191.78	117.94
7	327.61	151.50	-191.78	117.94
8	272.57	126.05	-159.56	98.13
9	217.10	100.39	-127.08	78.16
10	162.93	75.35	-95.38	58.65
11	107.89	49.89	-63.16	38.84
12	54.60	25.25	-31.96	19.66
RC	1139.21	526.81	-673.55	61.52
RAy	1969.15	910.62	-1146.05	61.52
RAx	0.00	0.00	-269.90	1119.02

Tabla 4.6 Resumen de las todas las cargas que llegan a la viga en eje 4 tramos A – C.

**b.3) Viga ubicada en eje B tramo 5 - 6.**

En la viga mostrada a continuación (fig. 4.35) y en las próximas vigas que se mostraran posteriormente, se esquematiza la distribución de las cargas que llegan a cada uno de los elementos y un cuadro resumen en donde se muestran todas las cargas que llegan debido a los efectos gravitacionales y accidentales considerados para cada uno de éstos. El análisis se ha realizado en base a lo expuesto para las vigas anteriores.

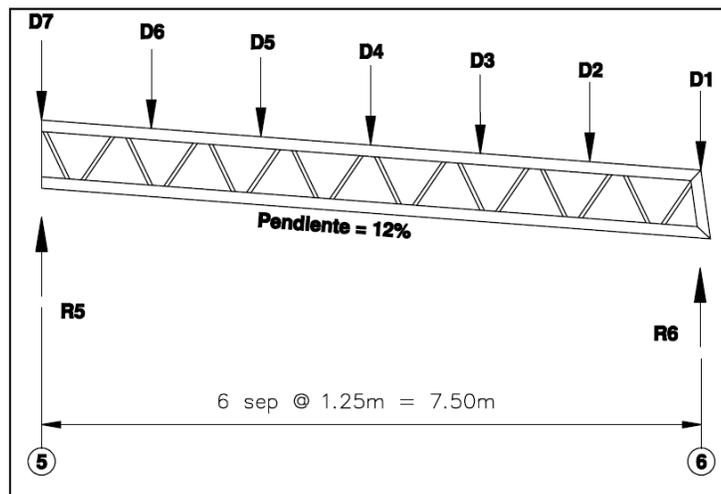


Figura 4.35 Esquema de la viga de alma abierta ubicada en el eje B tramos 5 – 6.

Viga en eje B		Resumen de cargas		
# Carga	Carga muerta (D)	Carga viva (Lr)	Carga de viento (W)	Carga de sismo (E)
1	326.96	170.10	-177.84	117.71
2	299.72	157.50	-163.02	107.90
3	272.47	144.90	-148.20	98.09
4	245.22	132.30	-133.38	88.28
5	217.98	119.70	-118.56	78.47
6	190.73	107.10	-103.74	68.66
7	163.48	94.50	-88.92	58.85
R5	731.13	404.25	-400.42	25.27
R6y	985.43	521.85	-533.24	25.27
R6x	0.00	0.00	-111.20	617.96

Tabla 4.7 Resumen de las todas las cargas que llegan a la viga en eje B tramo 5 - 6.

b.4) Viga ubicada en eje C tramo 4 - 6.

Esquema y resumen de las cargas en la viga del eje C tramo 4 – 6.

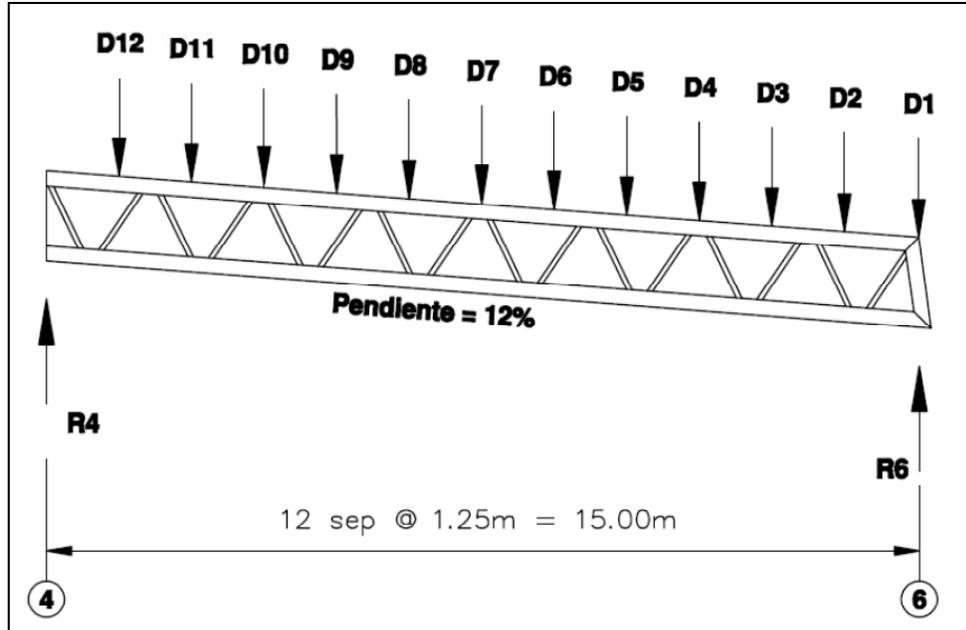


Figura 4.36 Esquema de la viga de alma abierta ubicada en el eje C tramo 4 – 6.

Viga en eje C		Resumen de cargas		
# Carga	Carga muerta (D)	Carga viva (Lr)	Carga de viento (W)	Carga de sismo (E)
1	326.96	121.20	-153.42	117.71
2	326.96	121.20	-153.42	117.71
3	326.96	121.20	-153.42	117.71
4	326.96	121.20	-153.42	117.71
5	326.96	121.20	-153.42	117.71
6	326.96	121.20	-153.42	117.71
7	326.96	121.20	-153.42	117.71
8	299.72	111.10	-140.64	107.90
9	272.47	101.00	-127.85	98.09
10	245.22	90.90	-115.07	88.28
11	217.98	80.80	-102.28	78.47
12	190.73	70.70	-89.50	68.66
R4	1469.06	544.56	-689.42	63.46
R6y	2045.78	758.34	-959.86	63.46
R6x	0.00	0.00	-196.42	1265.37

Tabla 4.8 Resumen de las todas las cargas que llegan a la viga en eje C tramo 4 - 6.

b.5) Viga ubicada en eje inclinado tramo C – C’.

Esquema y resumen de las cargas en la viga del eje inclinado tramo C – C’.

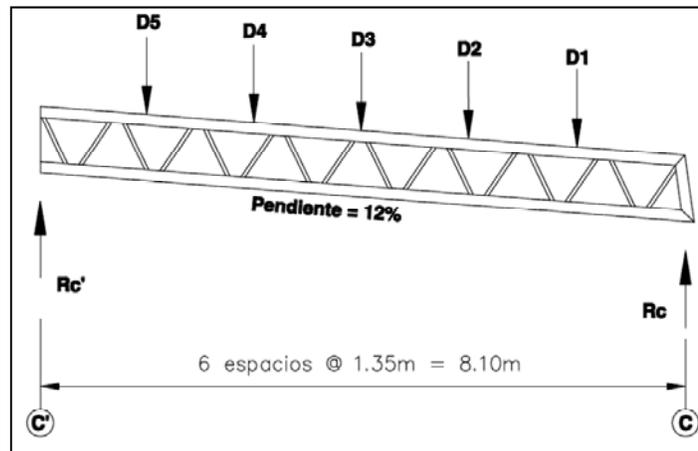


Figura 4.37 Esquema de la viga de alma abierta ubicada en el eje inclinado tramo C – C’.

Viga en eje inclinado Resumen de cargas				
# Carga	Carga muerta (D)	Carga viva (Lr)	Carga de viento (W)	Carga de sismo (E)
1	13.63	6.30	-7.41	4.91
2	83.47	38.60	-51.87	30.05
3	40.88	18.90	-22.23	14.72
4	166.95	77.20	-103.74	60.10
5	68.12	31.50	-37.05	24.52
RC	218.60	101.08	-129.68	3.38
RC'y	154.45	71.42	-92.62	3.38
RC'x	0.00	0.00	-32.97	134.30

Tabla 4.9 Resumen todas las cargas que llegan a la viga en eje inclinado tramo C – C'.

**b.7) Viga Tipo VM-2 (en eje C tramo 2 - 4)**

Esquema y resumen de las cargas en la viga del eje C tramo 2 – 4.

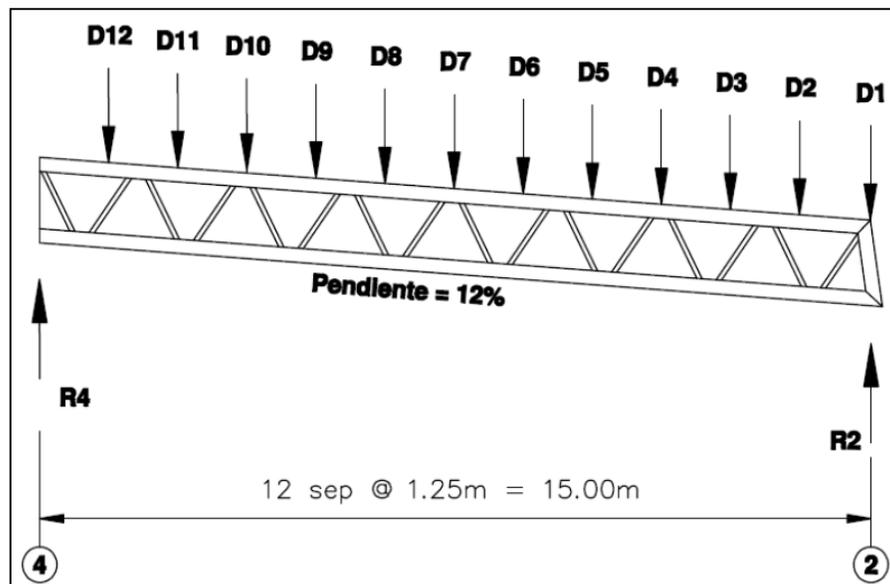


Figura 4.38 Esquema de la viga de alma abierta ubicada en en eje C tramo 2 - 4.

Viga en eje C		Resumen de cargas		
# Carga	Carga muerta (D)	Carga viva (Lr)	Carga de viento (W)	Carga de sismo (E)
1	163.48	60.60	-153.42	58.85
2	177.11	65.65	-153.42	63.76
3	190.73	70.70	-153.42	68.66
4	204.36	75.75	-153.42	73.57
5	217.98	80.80	-153.42	78.47
6	231.61	85.85	-153.42	83.38
7	415.12	162.32	-153.42	149.44
8	136.24	50.50	-140.64	49.05
9	108.99	40.40	-127.85	39.24
10	81.74	30.30	-115.07	29.43
11	54.49	20.20	-102.28	19.62
12	27.25	10.10	-89.50	9.81
RC	758.19	285.26	-689.42	32.75
RAy	1250.91	467.91	-959.86	32.75
RAx	0.00	0.00	-196.42	723.28

**Tabla 4.10 Resumen de las todas las cargas que llegan a la viga en eje C tramo 2 - 4.**

**c) CARGAS EXTERNAS EN ARMADURA**

El cálculo de las acciones externas que recibe la armadura, se determinará bajo la influencia de las cargas que llegan a la misma, considerándola en un extremo con articulación y en el otro simplemente apoyada.

Debido a que como se analizó anteriormente, la simetría de estructura permite que se analice solamente para una armadura de las cuatro (4) existentes en la estructura del techo, además la armadura que se analizará es la que tiene una sollicitación mayor de carga, se ha analizado que es la armadura ubicada entre los tramos 4 – 6 y los tramos A – C.

### Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)

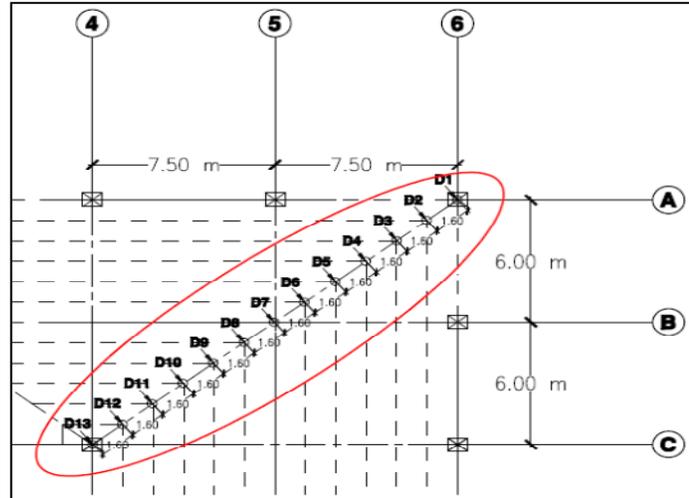


Fig. 4.39 Esquema de los nudos cargados en la armadura.

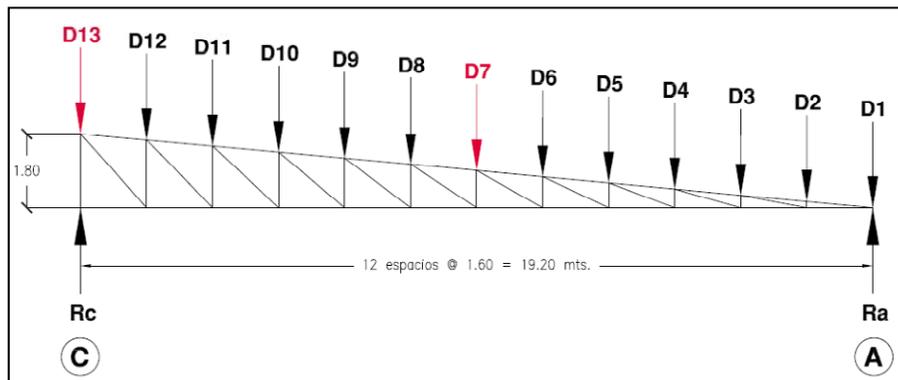


Fig. 4.40 Condición de carga de las cargas muertas que llegan a la armadura.

Al realizar el análisis de los efectos externos que le producen todas las cargas que llegan a la armadura en análisis, observemos que en los nudos 7 y 13 la carga que llega es de mayor magnitud debido a los elementos que en ellos están apoyados, específicamente en esos nudos se apoyan las vigas de alma abierta del eje 5 y del eje B, en el nudo 7; y la viga de alma abierta del eje 4 y del eje C, en el nudo 13, por lo tanto para el análisis de cada una de las fuerzas se realizará de la misma manera que se ha calculado para los elementos secundarios, y únicamente en los nudos mencionados se añadirá el efecto que les produce los apoyos en esos puntos.

Es importante mencionar también que para el análisis, se tienen dos tipos de largueros que cargan la armadura, para 12% y para 15% que influyen en la carga que llega a cada nudo.

- ✓ Para  $D_1$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 6.00$  mts.,  $q_{D1} = 39.71$  Kg/m,  $q_{D2} = 49.54$  Kg/m además se multiplica por 1.10 para considerar el peso propio de la armadura, en todas las cargas.

$$D_1 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_{D1} \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_{D2} \right) \right] \times 1.10$$

$$D_1 = \left[ \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{6.0}{2} \times 49.54 \right) \right] \times 1.10 = 327.28 \text{ Kg}$$

- ✓ Para  $D_2$ ,  $l_1 = 6.25$  mts.,  $l_2 = 5.00$  mts.,  $q_{D1} = 39.71$  Kg/m,  $q_{D2} = 49.54$  Kg/m

$$D_2 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_{D1} \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_{D2} \right) \right] \times 1.10$$

$$D_2 = \left[ \left( \frac{6.25}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{5.00}{2} \times 49.54 \right) \right] \times 1.10 = 272.73 \text{ Kg}$$

- ✓ Para  $D_3$ ,  $l_1 = 5.00$  mts.,  $l_2 = 4.00$  mts.,  $q_{D1} = 39.71$  Kg/m,  $q_{D2} = 49.54$  Kg/m

$$D_3 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_{D1} \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_{D2} \right) \right] \times 1.10$$

$$D_3 = \left[ \left( \frac{5.00}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{4.00}{2} \times 49.54 \right) \right] \times 1.10 = 218.20 \text{ Kg}$$

- ✓ Para  $D_7$ ,  $l_1 = 7.50$  mts.,  $l_2 = 6.00$  mts.,  $q_{D1} = 39.71$  Kg/m,  $q_{D2} = 49.54$  Kg/m además se agrega dos cargas puntuales provenientes de los apoyos de las vigas de alma abierta de los ejes 5 y B,  $R_{BD} = 731.94$  Kg,  $R_{5D} = 731.13$  Kg

$$D_7 = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_{D1} \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_{D2} \right) + R_{BD} + R_{5D} \right] \times 1.10$$

$$D_7 = \left[ \left( \frac{7.5}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{6.00}{2} \times 49.54 \right) + 731.94 + 731.13 \right] \times 1.10 = 1,936.66 \text{ Kg}$$

- ✓ Para  $D_{13}$ ,  $l_1 = 0.00$  mts.,  $l_2 = 0.00$  mts.,  $q_{D1} = 39.71$  Kg/m,  $q_{D2} = 49.54$  Kg/m además se agrega dos cargas puntuales provenientes de los apoyos de las vigas de alma abierta de los ejes 4 y C,  $R_{CD} = 1,469.06$  Kg,  $R_{4D} = 1,136.21$  Kg

$$D_{13} = \left[ \left( \frac{l_1}{2} \times q_{D1} \right) + \left( \frac{l_2}{2} \times q_{D2} \right) + R_{CD} + R_{4D} \right] \times 1.10$$

$$D_{13} = \left[ \left( \frac{0.00}{2} \times 39.71 \right) + \left( \frac{0.00}{2} \times 49.54 \right) + 1,469.06 + 1,136.21 \right] \times 1.10 = 2,869.10 \text{ Kg}$$

Codigo	Carga muerta				Dist. a eje A	Qi	Qi + PP	MA	Rc	Ra
	q1 (15%)	L1	q2 (12%)	L2						
D1	39.71	7.50	49.54	6.00	0.00	297.53	327.28	0		
D2	39.71	6.25	49.54	5.00	1.60	247.94	272.73	436.368		
D3	39.71	5.00	49.54	4.00	3.20	198.36	218.2	698.24		
D4	39.71	3.75	49.54	3.00	4.80	148.77	163.65	785.52		
D5	39.71	2.50	49.54	2.00	6.40	99.18	109.1	698.24		
D6	39.71	1.25	49.54	1.00	8.00	49.59	54.55	436.4		
D7	39.71	7.50	49.54	6.00	9.60	1760.60	1936.66	18591.936		
D8	39.71	6.25	49.54	5.00	11.20	247.94	272.73	3054.576		
D9	39.71	5.00	49.54	4.00	12.80	198.36	218.2	2792.96		
D10	39.71	3.75	49.54	3.00	14.40	148.77	163.65	2356.56		
D11	39.71	2.50	49.54	2.00	16.00	99.18	109.1	1745.6		
D12	39.71	1.25	49.54	1.00	17.60	49.59	54.55	960.08		
D13	1139.21	0.00	1469.06	0.00	19.20	2608.27	2869.1	55086.72		
Rc		0.00		0.00	19.20	0.00	0	0		
							Σ	87643.2	4564.75	2204.75

Tabla 4.11 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas muertas) en la armadura.

Las cargas muertas que llegan a cada nudo están resumidas en la tabla 4.11, y también las reacciones en los apoyos con los que posteriormente se calcularán las fuerzas internas en los elementos.

$$R_{AD} = 2,204.75 \text{ Kg}$$

$$R_{CD} = 4,564.75 \text{ Kg}$$

Cargas gravitacionales: Carga viva (L)

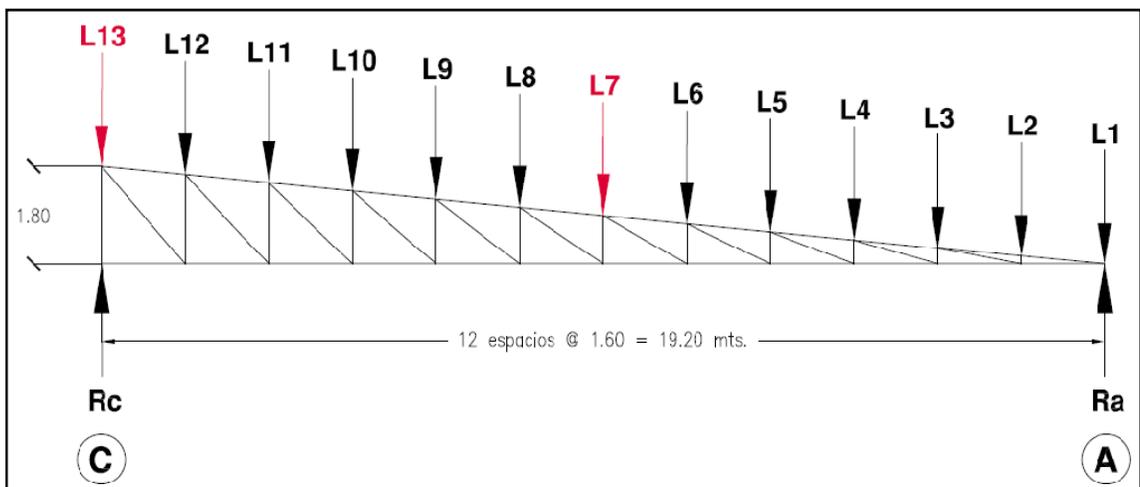


Fig. 4.41 Condición de carga de las cargas vivas que llegan a la armadura.

De igual manera para las cargas vivas se calculan las cargas externas en la armadura del techo, se realiza mediante el bajado de cargas desde los polines y desde los apoyos de las vigas de alma abierta de los elementos colocados en los ejes 4, 5, B y C, para determinar las reacciones propias del elemento.

En la tabla 4.12 se muestra en resumen el cálculo mencionado, y poder obtener la condición total de la armadura en la condición de carga viva.

Armadura		Carga viva							
Codigo	q1 (15%)	L1	q2 (12%)	L2	Dist. a eje A	Qi	MA	Rc	Ra
L1	20.20	7.50	25.20	6.00	0.00	136.35	0.00		
L2	20.20	6.25	25.20	5.00	1.60	113.63	181.81		
L3	20.20	5.00	25.20	4.00	3.20	90.90	290.88		
L4	20.20	3.75	25.20	3.00	4.80	68.18	327.26		
L5	20.20	2.50	25.20	2.00	6.40	45.45	290.88		
L6	20.20	1.25	25.20	1.00	8.00	22.73	181.84		
L7	20.20	7.50	25.20	6.00	9.60	879.09	8439.26		
L8	20.20	6.25	25.20	5.00	11.20	113.63	1272.66		
L9	20.20	5.00	25.20	4.00	12.80	90.90	1163.52		
L10	20.20	3.75	25.20	3.00	14.40	68.18	981.79		
L11	20.20	2.50	25.20	2.00	16.00	45.45	727.20		
L12	20.20	1.25	25.20	1.00	17.60	22.73	400.05		
L13	526.81	0.00	544.56	0.00	19.20	1071.37	20570.30		
Rc		0.00		0.00	19.20	0.00	0.00		
						Σ	34827.456	1813.93	954.66

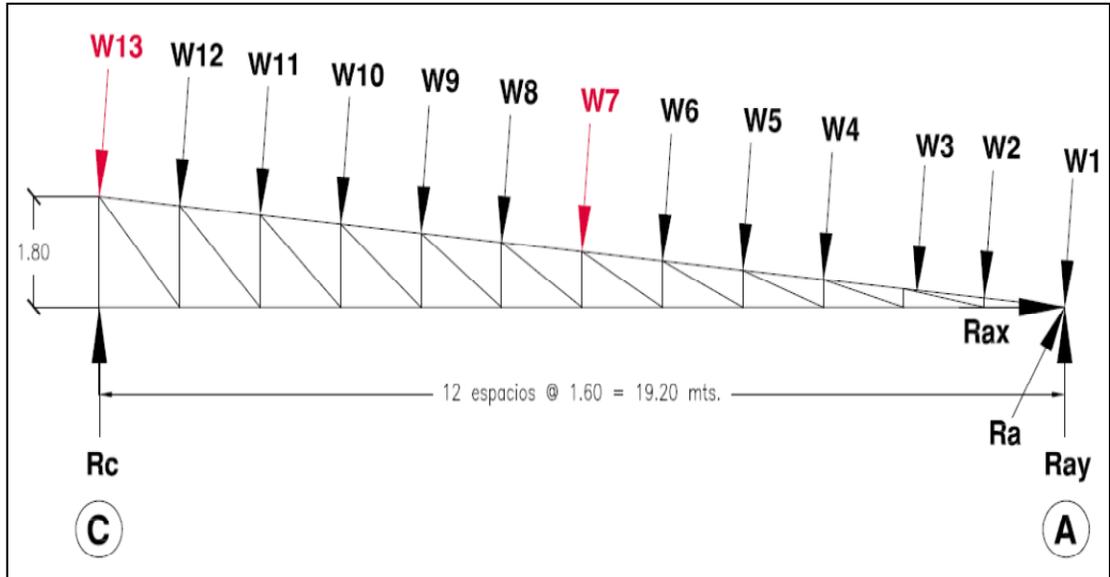
**Tabla 4.12 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas vivas) en la armadura.**

Es importante mencionar que además de las cargas que los elementos secundarios le transmiten a la armadura, también reciben en las conexiones con la viga del eje 5 y el eje B (L7) las cargas  $R_{BL} = 338.49 \text{ Kg}$ ,  $R_{5L} = 404.25 \text{ Kg}$  y en la conexión con la viga del eje 4 y el eje C (L13) las cargas  $R_{CL} = 526.81 \text{ Kg}$ ,  $R_{4L} = 544.56 \text{ Kg}$

$$R_{AL} = 954.66 \text{ Kg}$$

$$R_{CL} = 1,813.66 \text{ Kg}$$

**Cargas accidentales: Carga de viento (W)**

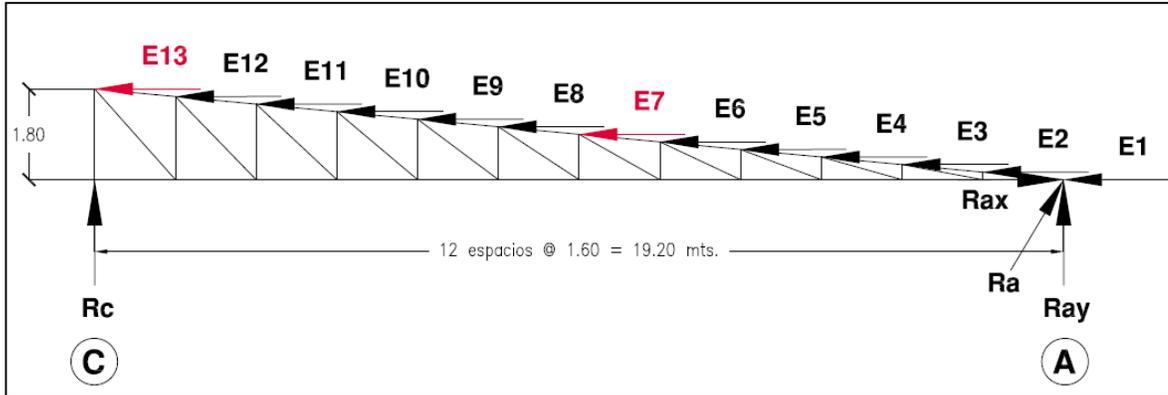


**Fig. 4.42 Condición de carga de las cargas de viento que llegan a la armadura.**

Armadura		Carga de viento								
# Carga	q1 (15%)	L1	q2 (12%)	L2	Dist. a eje 6	Qi	MA			
W1	-25.57	7.50	-29.64	6.00	0.00	-184.81	0.00			
W2	-25.57	6.25	-29.64	5.00	1.60	-154.01	-246.416			
W3	-25.57	5.00	-29.64	4.00	3.20	-123.21	-394.272			
W4	-25.57	3.75	-29.64	3.00	4.80	-92.40	-443.52			
W5	-25.57	2.50	-29.64	2.00	6.40	-61.60	-394.24			
W6	-25.57	1.25	-29.64	1.00	8.00	-30.80	-246.4			
W7	-25.57	7.50	-29.64	6.00	9.60	-1017.99	-9772.704			
W8	-25.57	6.25	-29.64	5.00	11.20	-154.01	-1724.912			
W9	-25.57	5.00	-29.64	4.00	12.80	-123.21	-1577.088	Pendiente	9.38%	$\Sigma Qi \times \text{Sen}\theta$
W10	-25.57	3.75	-29.64	3.00	14.40	-92.40	-1330.56	$\theta$	5.35	-325.39
W11	-25.57	2.50	-29.64	2.00	16.00	-61.60	-985.6	rad	0.09337504	
W12	-25.57	1.25	-29.64	1.00	17.60	-30.80	-542.08			
W13	-689.42	0.00	-673.55	0.00	19.20	-1362.97	-26169.02			
Rc		0.00		0.00	19.20	0.00	0.00	Rc	Ray	Rax
					$\Sigma$	-3489.81	-43826.82	-2282.65	-1191.92	-325.39

**Tabla 4.13 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas de viento) en la armadura.**

**Cargas accidentales: Carga de sismo (E)**



**Fig. 4.43 Condición de carga de las cargas de sismo que llegan a la armadura.**

Armadura	Carga de sismo								
# Carga	Carga muerta	Distancia vertical	Distancia horizontal	Factor	Ei	M6	Rc	Ray	Rax
E1	327.28	0.00	0.00	0.36	117.82	0			
E2	272.73	0.15	1.60	0.36	98.18	14.727			
E3	218.20	0.30	3.20	0.36	78.55	23.565			
E4	163.65	0.45	4.80	0.36	58.91	26.5095			
E5	109.10	0.60	6.40	0.36	39.28	23.568			
E6	54.55	0.75	8.00	0.36	19.64	14.73			
E7	1936.66	0.90	9.60	0.36	697.20	627.48			
E8	272.73	1.05	11.20	0.36	98.18	103.089			
E9	218.20	1.20	12.80	0.36	78.55	94.26			
E10	163.65	1.35	14.40	0.36	58.91	79.5285			
E11	109.10	1.50	16.00	0.36	39.28	58.92			
E12	54.55	1.65	17.60	0.36	19.64	32.406			
E13	2869.10	1.80	19.20	0.36	1032.88	1859.184			
Rc		1.80	19.20		2437.02	2957.967	154.06	154.06	2437.02

**Tabla 4.14 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas de sismo) en la armadura.**

En las tablas mostradas anteriormente, se muestra en resumen el cálculo para las fuerzas externas que llegan a los nudos de la armadura provenientes de los elementos secundarios y a las vigas de alma abierta que se apoyan en la misma. Obtenidas todas las cargas que llegan a las armaduras, podemos iniciar el análisis de los elementos particulares que conformarán la estructura de techos.

#### 4.4.1.2. EVALUACION DE ACCIONES INTERNAS.

Luego de obtener las cargas externas sobre los elementos secundarios y primarios de la estructura de techo debido a eventos externos, se procede a obtener las acciones internas inducidas por las cargas externas en dichos elementos. En éste ejemplo se divide el análisis primero para elementos secundarios y luego para elementos primarios.

##### a) Acciones internas en elementos secundarios

Los largueros se consideran elementos sometidos a flexión y simplemente apoyados en sus extremos según lo visto en el Capítulo III. Se advierte que el tipo condición de apoyo de un larguero de techo depende de cómo lo idealice cada diseñador, ya que por la disposición de las conexiones de éste elemento es posible lograr una condición de apoyo continuo; sin embargo en éste caso se establece como simplemente apoyado ya que simplifica el análisis y el momento máximo es más desfavorable comparado con la condición de apoyo continuo, aunque en esta última se encuentre un cortante mayor. En todo caso, queda a juicio del diseñador estructural la elección de la condición de apoyo para el larguero.

El tipo de larguero seleccionado en la fase conceptual es tipo polín espacial, para el cual es necesario aclarar lo siguiente: se considera al polín espacial suficientemente rígido para soportar cargas en su eje menor o eje paralelo a la cubierta, por tanto se consideran las cargas: muerta (D), viva de techo (Lr) y debido al viento (W) actuando en un mismo plano, el del eje fuerte (ver figura 4.44).

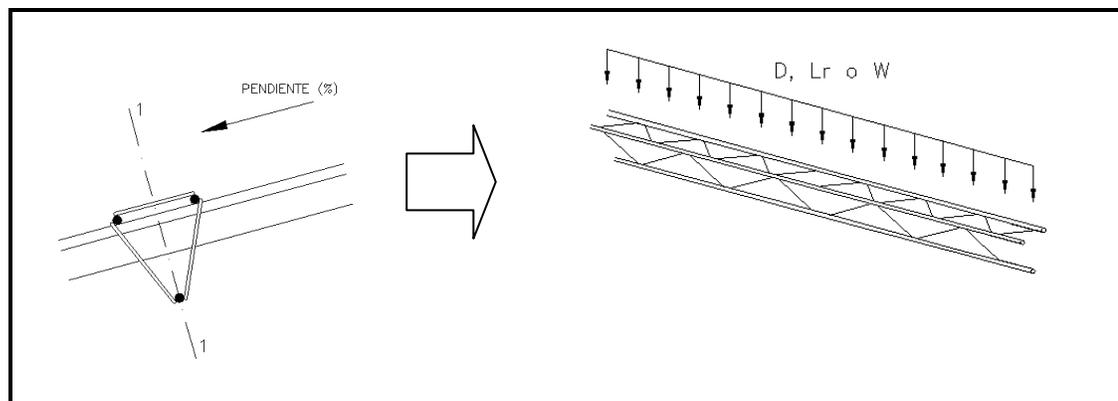


Figura 4.44. Cargas en polín espacial.

Considerando lo anteriormente descrito se procede a calcular las acciones internas (momentos y cortantes máximos) a cada uno de los tipos de polines definidos en la fase conceptual y analizados en la etapa de evaluación cargas externas.

**Larguero tipo P-1**

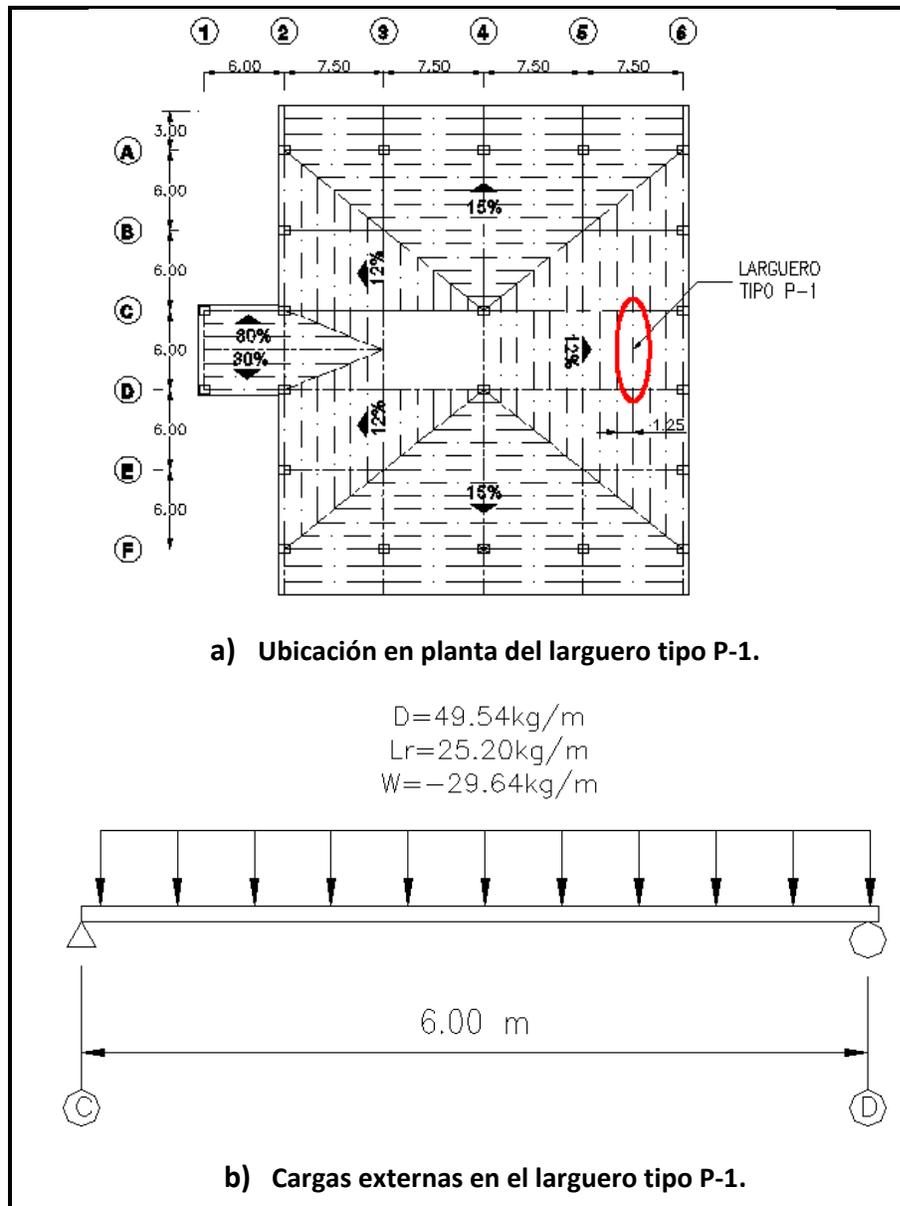


Figura 4.45. Ubicación y Modelo de carga para larguero tipo P - 1.

Claro:

$$L = 6.00 \text{ metros}$$

Cargas externas:

$$\text{Muerta} = 49.54 \text{ kg/m}$$

$$\text{Viva} = 25.20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Viento} = -29.64 \text{ kg/m}$$

Cortante máximo:

$$\text{Carga Muerta} \rightarrow V_D = \frac{q_D \times L}{2} = \frac{(49.54) \times (6.00)}{2} = \mathbf{185.78kg}$$

$$\text{Carga Viva} \rightarrow V_{Lr} = \frac{q_{Lr} \times L}{2} = \frac{(25.20) \times (6.00)}{2} = \mathbf{94.50kg}$$

$$\text{Carga de Viento} \rightarrow V_W = \frac{q_W \times L}{2} = -\frac{(29.64) \times (6.00)}{2} = \mathbf{-111.15kg}$$

Momento máximo:

$$\text{Carga Muerta} \rightarrow M_D = \frac{q_D \times L^2}{8} = \frac{(49.54) \times (6.00)^2}{8} = \mathbf{348.33kg.m}$$

$$\text{Carga Viva} \rightarrow M_{Lr} = \frac{q_{Lr} \times L^2}{8} = \frac{(25.20) \times (6.00)^2}{8} = \mathbf{177.19kg.m}$$

$$\text{Carga de Viento} \rightarrow M_W = \frac{q_W \times L^2}{8} = -\frac{(29.64) \times (6.00)^2}{8} = \mathbf{-208.41kg.m}$$

En resumen las acciones internas para el larguero tipo P – 1 se muestran en la siguiente tabla:

<b>LARGUERO TIPO P - 1</b>	
<b>Claro =</b>	6.00 m
<b>Carga (q)</b>	
Muerta	49.54 kg/m
Viva	25.20 kg/m
Viento	-29.64 kg/m
<b>Momento Máximo (M)</b>	
Muerta	348.33 kg.m
Viva	177.19 kg.m
Viento	-208.41 kg.m
<b>Cortante Máximo (V)</b>	
Muerta	185.78 kg
Viva	94.50 kg
Viento	-111.15 kg

De la misma manera se calcula para cada una de las tipologías de polines, los resultados se muestran en la siguiente tabla.

<b>RESUMEN DE ACCIONES INTERNAS EN LARGUEROS</b>					
<b>LARGUERO TIPO</b>	<b>ACCIONES INTERNAS</b>		<b>EVENTO EXTERNO (CARGA)</b>		
			<b>MUERTA</b>	<b>VIVA</b>	<b>VIENTO</b>
P - 1	$M_{max}$ (kg.m)	=	348.33	177.19	-208.41
	$V_{max}$ (kg)	=	185.78	94.50	-111.15
P - 2	$M_{max}$ (kg.m)	=	279.21	142.03	-179.79
	$V_{max}$ (kg)	=	148.91	75.75	-95.89
P - 3	$M_{max}$ (kg.m)	=	287.51	146.25	-185.13
	$V_{max}$ (kg)	=	153.34	78.00	-98.74

El signo negativo de los valores de las acciones internas debido al viento se debe a que el viento genera cargas opuestas a la dirección del peso propio y por tanto el momento y el cortante máximo son negativos.

## b) Acciones internas en elementos primarios

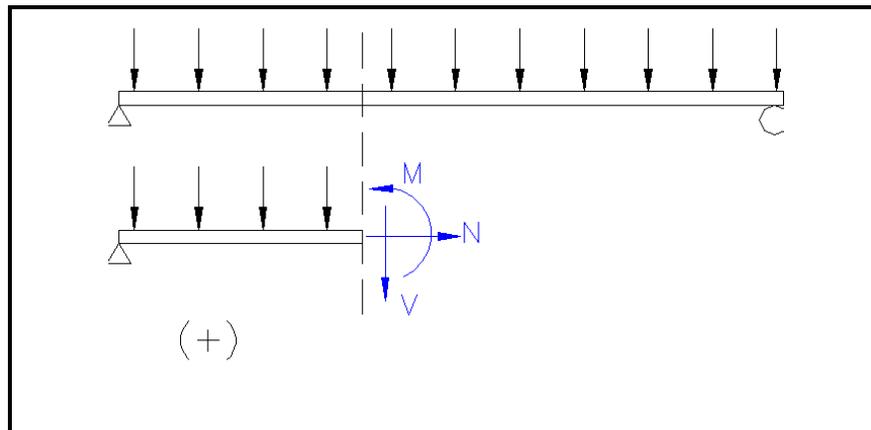
En esta parte se analizan las acciones internas de los elementos primarios de la estructura de techo, las cuales fueron establecidas en la etapa de estructuración de la fase conceptual. En dicha etapa del proceso del diseño se estableció cuatro tipos de elementos primarios o vigas de techo a analizar: vigas de alma abierta (tipo VM-1, VM-2 y VM-3) y armadura (A-1).

Para cada tipo de elemento se cuantifica a continuación la magnitud de las acciones internas (fuerza normal, fuerza cortante y momento flector) producidas los efectos de las cargas externas descritas en secciones anteriores.

### Viga de alma abierta tipo VM-1

Éste tipo de viga de alma abierta se analiza como elemento simplemente apoyado en sus extremos con cargas puntuales generadas por los largueros y para determinar las acciones internas de fuerza normal (N), fuerza cortante (V) y momento flector (M) se elaboran dichos diagramas para mostrar la variación de estas acciones a lo largo del eje neutro de la viga.

Antes de iniciar el análisis se establece la condición de signos adoptada para éste tipo de viga, la cual se muestra en la figura 4.46.



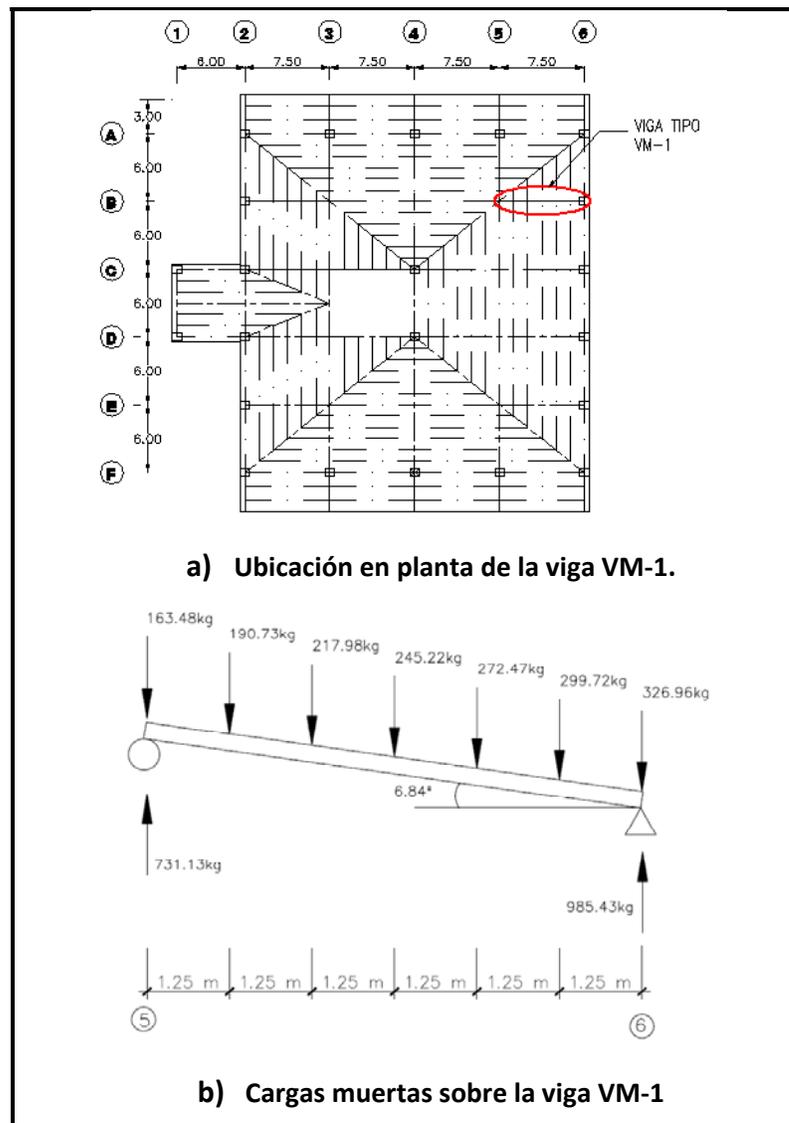
**Figura 4.46. Convención de signos para las generar diagramas de acciones internas de vigas.**

Luego para cada uno de los casos de carga se determina la variación de las acciones internas a lo largo del eje de la viga, para lo cual es importante considerar la inclinación de la viga, ya que en ocasiones se puede lograr una aproximación aceptable al considerar la viga horizontal. En

éste caso se considera la inclinación de la viga y por tanto se debe descomponer todas las cargas a lo largo del eje de la viga y perpendicular a éste.

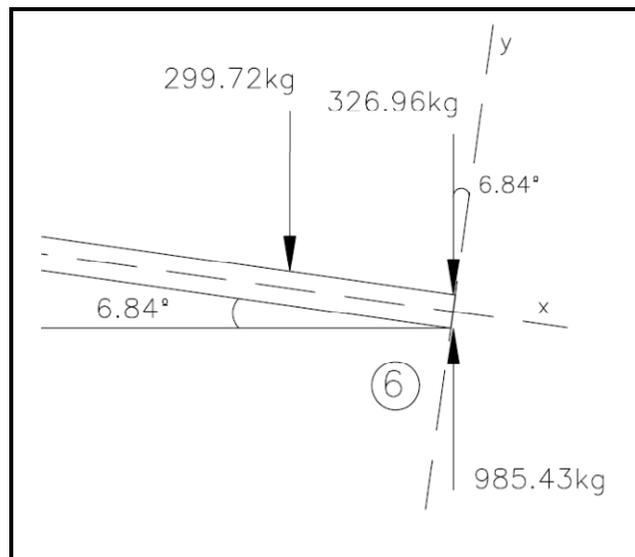
### Carga muerta

Las acciones externas debido a carga muerta son retomadas del análisis de la sección anterior, se resumen en la siguiente tabla y se esquematizan en la figura 4.47.



**Figura 4.47. Cargas muertas en viga tipo VM – 1 (12%).**

Debido a la inclinación de la viga se deben descomponer estas fuerzas en la dirección del eje de la viga y perpendicular a éste, la figura 4.48 muestra como se descompone la reacción en el apoyo 6 y la carga muerta 6 y 7.



**Figura 4.48. Descomposición de fuerzas para generar diagramas de acciones internas.**

De la figura anterior resultan las siguientes operaciones:

En la dirección x-x:

$$\text{Fuerza 1} \rightarrow Dx_1 = 326.96 \text{sen}(6.84) = 38.96 \text{kg}$$

$$\text{Fuerza 2} \rightarrow Dx_2 = 299.72 \text{sen}(6.84) = 35.71 \text{kg}$$

$$\text{Reaccion 6} \rightarrow Rx_6 = 985.43 \text{sen}(6.84) = 117.41 \text{kg}$$

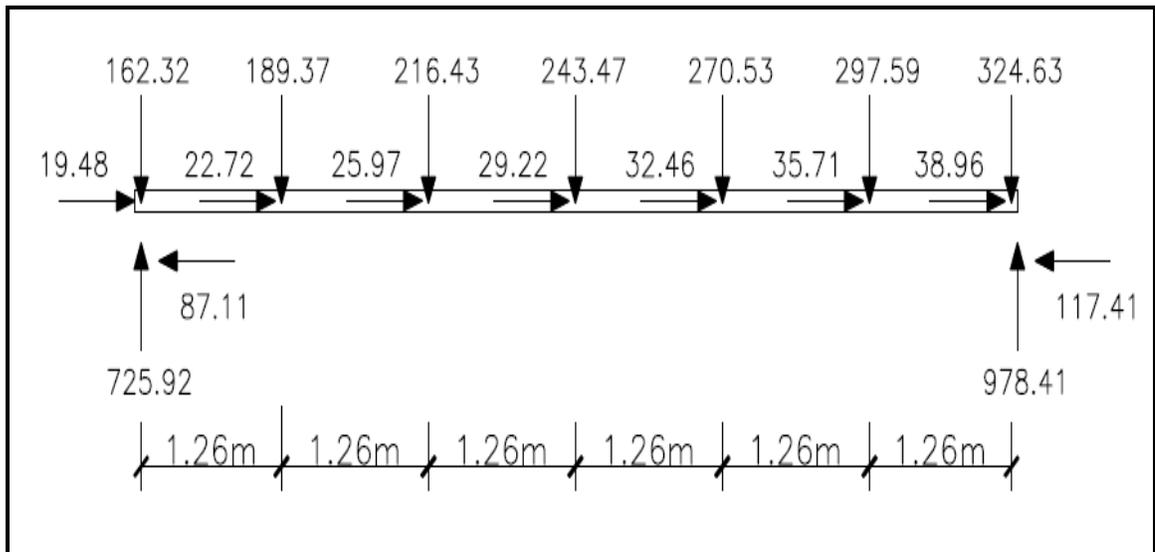
En la dirección y-y:

$$\text{Fuerza 1} \rightarrow Dy_1 = 326.96 \text{cos}(6.84) = 324.63 \text{kg}$$

$$\text{Fuerza 2} \rightarrow Dy_2 = 299.72 \text{cos}(6.84) = 297.59 \text{kg}$$

$$\text{Reaccion 6} \rightarrow Ry_6 = 985.43 \text{cos}(6.84) = 978.41 \text{kg}$$

Así sucesivamente se continúan calculando todas las fuerzas puntuales que afectan a la viga. El resultado de la descomposición se muestra en la figura 4.49



**Figura 4.49. Fuerzas a lo largo del eje de la viga y perpendicular a éste.**

#### Fuerza normal (N)

A partir del diagrama de carga mostrado en la figura anterior y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación de la fuerza normal ( $N_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramo 1} - 2 \rightarrow N_{(x)} = 87.11 - 19.48 = \mathbf{67.63kg (T)}$$

$$\text{Tramo 2} - 3 \rightarrow N_{(x)} = 87.11 - 19.48 - 22.72 = \mathbf{44.91kg (T)}$$

$$\text{Tramo 3} - 4 \rightarrow N_{(x)} = 87.11 - 19.48 - 22.72 - 25.97 = \mathbf{18.94kg (T)}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de fuerza normal  $N(x)$ .

### Fuerza cortante (V)

A partir del diagrama de carga mostrado en la figura anterior y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación de la fuerza cortante ( $V_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramo 1} - 2 \rightarrow V_{(x)} = 725.92 - 162.32 = \mathbf{563.60kg}$$

$$\text{Tramo 2} - 3 \rightarrow V_{(x)} = 725.92 - 162.32 - 189.37 = \mathbf{374.23kg}$$

$$\text{Tramo 3} - 4 \rightarrow V_{(x)} = 725.92 - 162.32 - 189.37 - 216.43 = \mathbf{157.80kg}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de fuerza cortante  $V(x)$ .

### Momento flector (M)

A partir del diagrama de fuerza cortante  $V(x)$  mostrado (ver figura 4.50) y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación del momento flector ( $M_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

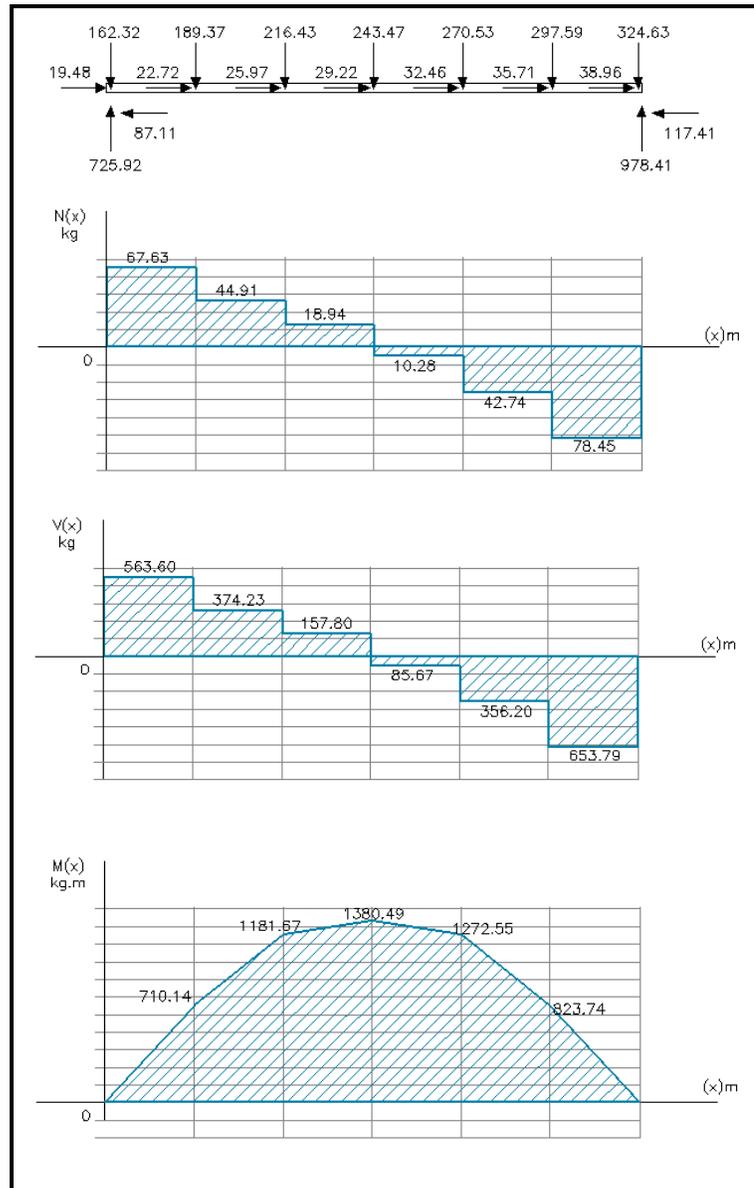
$$\text{Tramo 1} - 2 \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (563.60) = \mathbf{710.14kg \cdot m}$$

$$\text{Tramo 2} - 3 \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (563.60 + 374.23) = \mathbf{1181.67kg \cdot m}$$

$$\text{Tramo 3} - 4 \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (563.60 + 374.23 + 157.80) = \mathbf{1380.49kg \cdot m}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de momento flector  $M(x)$ .

Todos los diagramas son mostrados en la figura 4.50.



**Figura 4.50. Diagramas de acciones internas debido a carga muerta para viga VM-1**

En base a los diagramas anteriores se determinan las acciones máximas para la viga VM – 1 bajo el efecto de *carga muerta*:

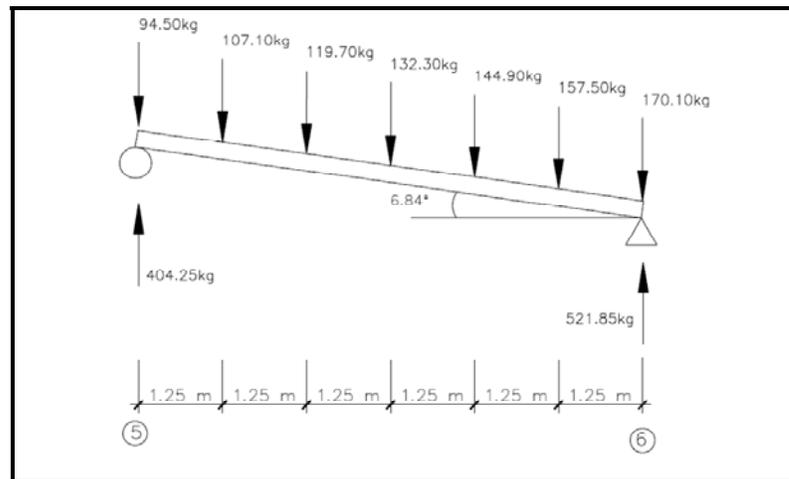
$$N_{\max} = 78.45\text{kg(C)}$$

$$V_{\max} = 653.79\text{kg}$$

$$M_{\max} = 1380.49\text{kg. m}$$

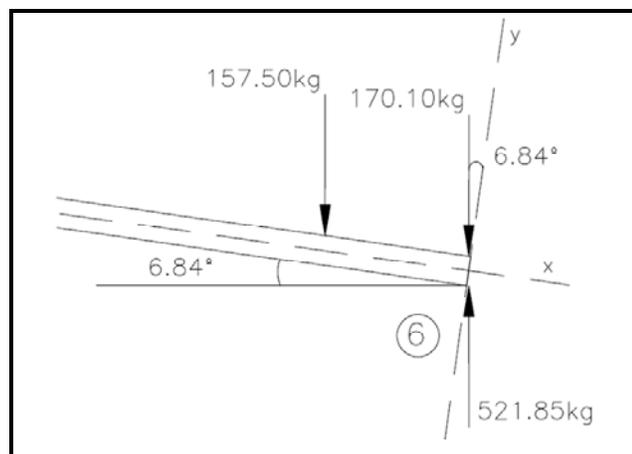
## CARGA VIVA

Las acciones externas debido a carga viva son retomadas del análisis de la sección anterior, se resumen en la siguiente tabla y se esquematizan en la figura 4.51.



**Figura 4.51. Cargas viva en viga tipo VM – 1 (12%).**

Similarmente a la carga muerta se considera la inclinación de la viga y se descomponen estas fuerzas en la dirección del eje de la viga y perpendicular a éste, la figura 4.52 muestra como se descompone la reacción en el apoyo 6 y la carga viva 6 y 7.



**Figura 4.52. Descomposición de fuerzas para generar diagramas de acciones internas.**

De la figura anterior resultan las siguientes operaciones:

En la dirección x-x:

$$\text{Fuerza 1} \rightarrow Lx_1 = 170.10\text{sen}(6.84) = 20.27\text{kg}$$

$$\text{Fuerza 2} \rightarrow Lx_2 = 157.50\text{sen}(6.84) = 18.77\text{kg}$$

$$\text{Reaccion 6} \rightarrow Rx_6 = 521.85\text{sen}(6.84) = 62.18\text{kg}$$

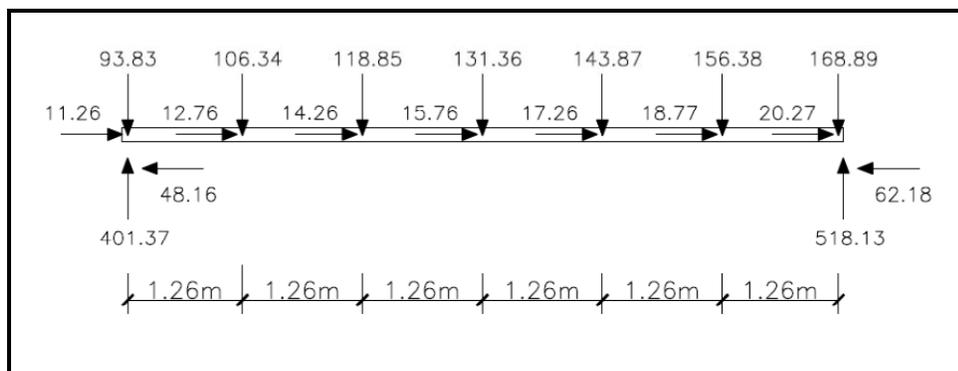
En la dirección y-y:

$$\text{Fuerza 1} \rightarrow Ly_1 = 170.10\text{cos}(6.84) = 168.89\text{kg}$$

$$\text{Fuerza 2} \rightarrow Ly_2 = 157.50\text{cos}(6.84) = 156.38\text{kg}$$

$$\text{Reaccion 6} \rightarrow Ry_6 = 521.85\text{cos}(6.84) = 518.13\text{kg}$$

Así sucesivamente se continúan calculando todas las fuerzas puntuales que afectan a la viga. El resultado de la descomposición se muestra en la figura 4.53



**Figura 4.53. Fuerzas a lo largo del eje de la viga y perpendicular a éste.**

### Fuerza normal (N)

A partir del diagrama de carga mostrado en la figura anterior y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación de la fuerza normal ( $N_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramo 1} - 2 \rightarrow N_{(x)} = 48.16 - 11.26 = \mathbf{36.90\text{kg} (T)}$$

$$\text{Tramo 2 - 3} \rightarrow N_{(x)} = 48.16 - 11.26 - 12.76 = \mathbf{24.14kg (T)}$$

$$\text{Tramo 3 - 4} \rightarrow N_{(x)} = 48.16 - 11.26 - 12.76 - 14.26 = \mathbf{9.88kg (T)}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de fuerza normal  $N(x)$ .

#### Fuerza cortante (V)

A partir del diagrama de carga mostrado en la figura anterior y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación de la fuerza cortante ( $V_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramo 1 - 2} \rightarrow V_{(x)} = 401.37 - 93.83 = \mathbf{307.54kg}$$

$$\text{Tramo 2 - 3} \rightarrow V_{(x)} = 401.37 - 93.83 - 106.34 = \mathbf{201.20kg}$$

$$\text{Tramo 3 - 4} \rightarrow V_{(x)} = 401.37 - 93.83 - 106.34 - 118.85 = \mathbf{82.35kg}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de fuerza cortante  $V(x)$ .

#### Momento flector (M)

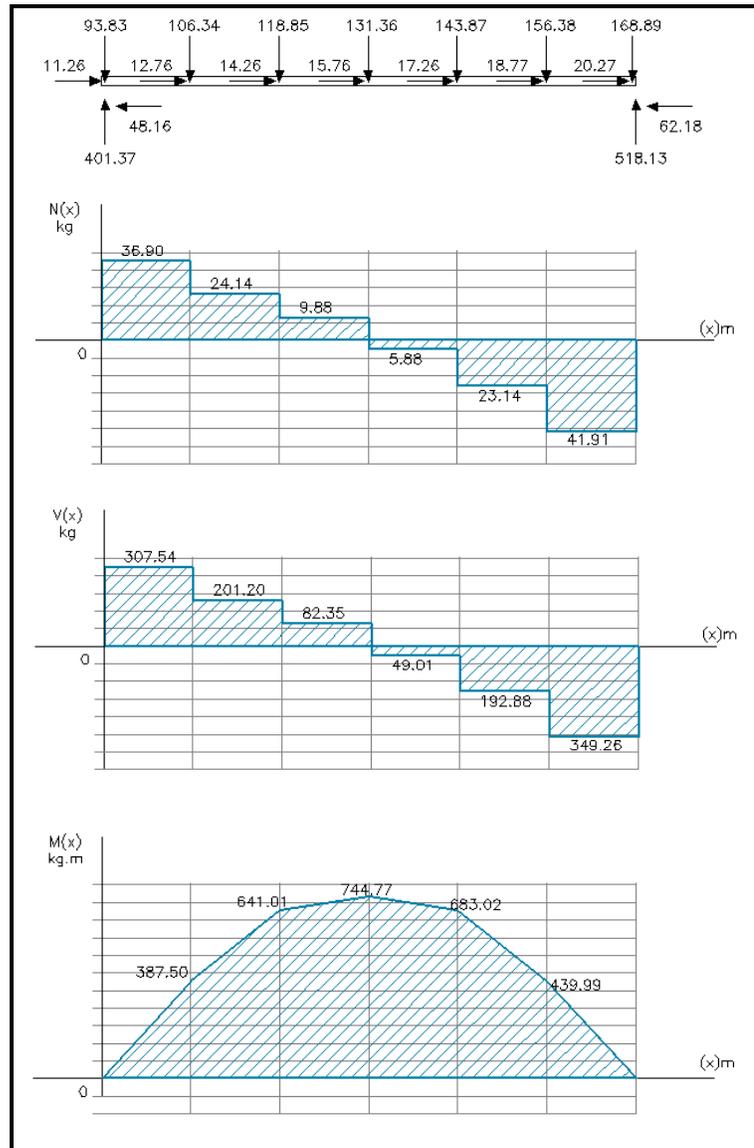
A partir del diagrama de fuerza cortante  $V(x)$  mostrado (ver figura 4.54) y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación del momento flector ( $M_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramo 1 - 2} \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (307.54) = \mathbf{387.50kg \cdot m}$$

$$\text{Tramo 2 - 3} \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (307.54 + 201.20) = \mathbf{641.01kg \cdot m}$$

$$\text{Tramo 3 - 4} \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (307.54 + 201.20 + 82.35) = \mathbf{744.77kg \cdot m}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de momento flector  $M(x)$ . Todos los diagramas son mostrados en la figura 4.54.



**Figura 4.54. Diagramas de acciones internas debido a carga viva para viga VM-1**

En base a los diagramas anteriores se determinan las acciones máximas para la viga VM – 1 bajo el efecto de *carga viva*:

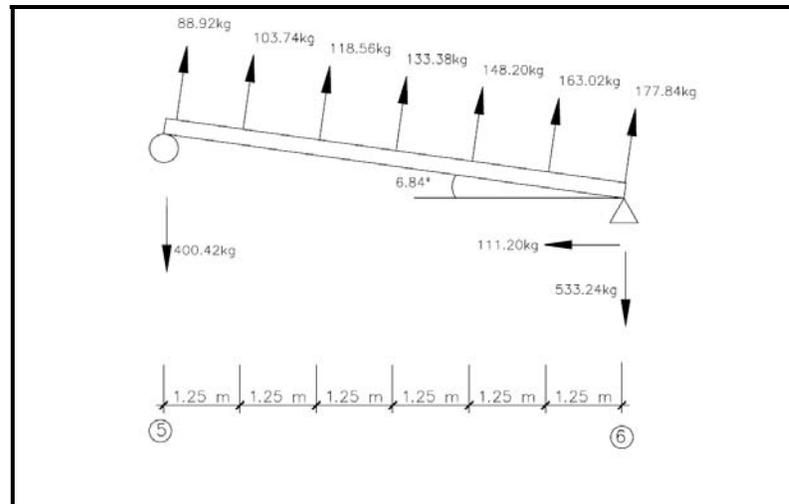
$$N_{\max} = 41.91\text{kg(C)}$$

$$V_{\max} = 349.26\text{kg}$$

$$M_{\max} = 744.77\text{kg. m}$$

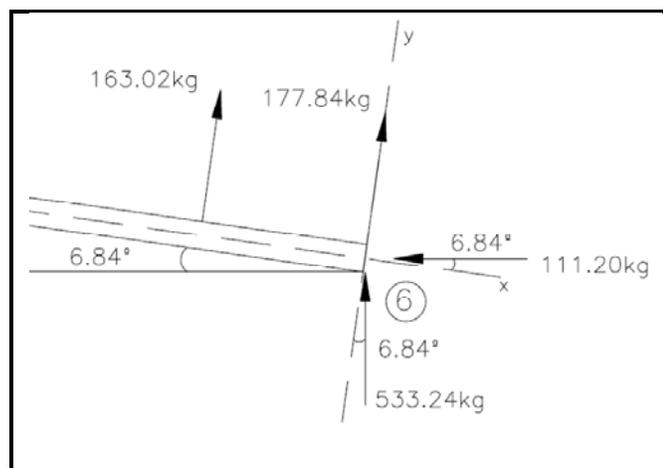
## CARGA DE VIENTO

Las acciones externas debido a carga de viento son retomados del análisis de la sección anterior, se resumen en la siguiente tabla y se esquematizan en la figura 4.55.



**Figura 4.55. Cargas de viento en viga tipo VM – 1 (12%).**

Se considera la inclinación de la viga y se descomponen estas fuerzas en la dirección del eje de la viga y perpendicular a éste, la figura 4.56 muestra como se descompone la reacción en el apoyo 6 y la carga de viento 6 y 7.



**Figura 4.56. Descomposición de fuerzas para generar diagramas de acciones internas.**

De la figura anterior resultan las siguientes operaciones:

En la dirección x-x:

$$\text{Reaccion 6} \rightarrow Rx_6 = 533.24\text{sen}(6.84) - 111.20\text{cos}(6.84) = 46.88\text{kg} \leftarrow$$

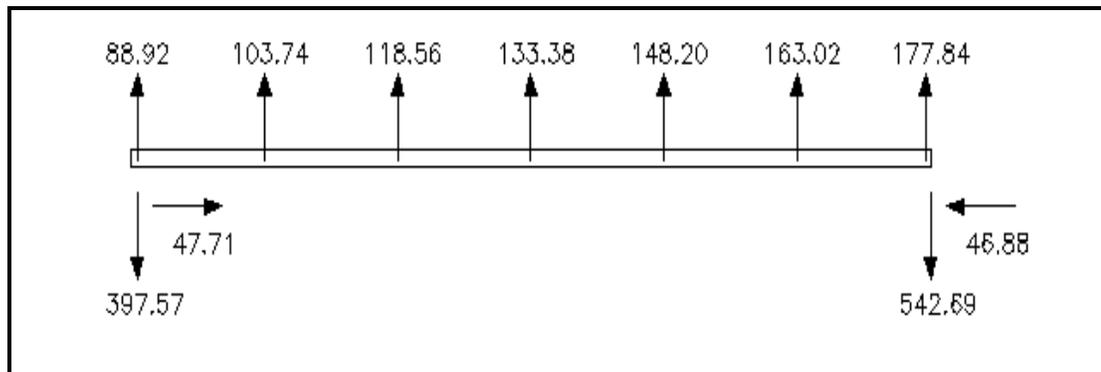
En la dirección y-y:

$$\text{Fuerza 7} \rightarrow Wy_7 = 177.84\text{kg}$$

$$\text{Fuerza 6} \rightarrow Wy_6 = 163.02\text{kg}$$

$$\text{Reaccion 6} \rightarrow Ry_6 = 533.24\text{cos}(6.84) + 111.20\text{sen}(6.84) = 542.69\text{kg} \downarrow$$

Así sucesivamente se continúan calculando todas las fuerzas puntuales que afectan a la viga. El resultado de la descomposición se muestra en la figura 4.57.



**Figura 4.57. Fuerzas a lo largo del eje de la viga y perpendicular a éste.**

### Fuerza normal (N)

A partir del diagrama de carga mostrado en la figura anterior y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación de la fuerza normal ( $N_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramos desde 1 al 7} \rightarrow N_{(x)} = 47.71\text{kg} (C)$$

Se observa que la fuerza normal  $N(x)$  es constante en toda la longitud de la viga; se observa además que se toma el valor más desfavorable de fuerza normal.

### Fuerza cortante (V)

A partir del diagrama de carga mostrado en la figura anterior y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación de la fuerza cortante ( $V_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramo 1} - 2 \rightarrow V_{(x)} = -397.57 + 88.92 = -\mathbf{308.65kg}$$

$$\text{Tramo 2} - 3 \rightarrow V_{(x)} = -397.57 + 88.92 + 103.74 = -\mathbf{204.91kg}$$

$$\text{Tramo 3} - 4 \rightarrow V_{(x)} = -397.57 + 88.92 + 103.74 + 118.56 = -\mathbf{86.35kg}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de fuerza cortante  $V(x)$ .

### Momento flector (M)

A partir del diagrama de fuerza cortante  $V(x)$  mostrado (ver figura 4.70) y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación del momento flector ( $M_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

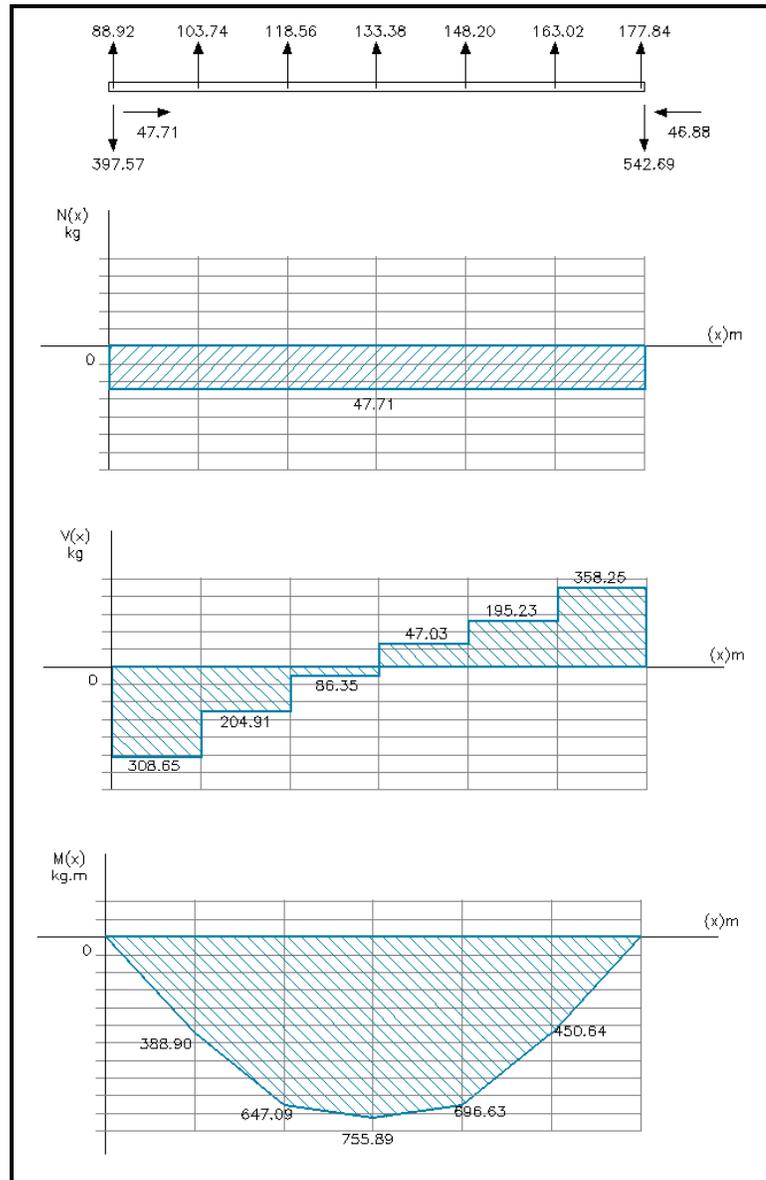
$$\text{Tramo 6} - 7 \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (-308.65) = -\mathbf{388.90kg \cdot m}$$

$$\text{Tramo 5} - 6 \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (-308.65 - 204.91) = -\mathbf{647.09kg \cdot m}$$

$$\text{Tramo 4} - 5 \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (-308.65 - 204.91 - 86.35) = -\mathbf{755.89kg \cdot m}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de momento flector  $M(x)$ .

Todos los diagramas son mostrados en la figura 4.58.



**Figura 4.58. Diagramas de acciones internas debido a carga de viento para viga VM-1**

En base a los diagramas anteriores se determinan las acciones máximas para la viga VM – 1 bajo el efecto de *carga debido al viento*:

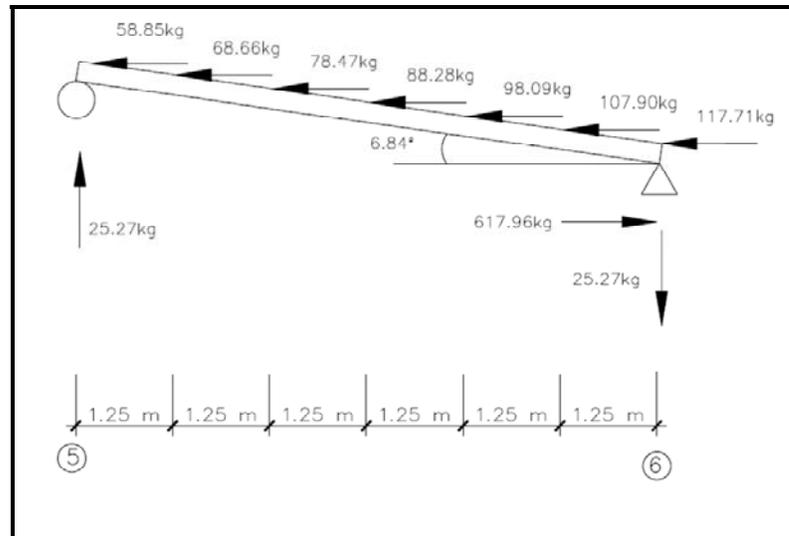
$$N_{\max} = 47.71\text{kg(C)}$$

$$V_{\max} = 358.25\text{kg}$$

$$M_{\max} = 755.89\text{kg. m}$$

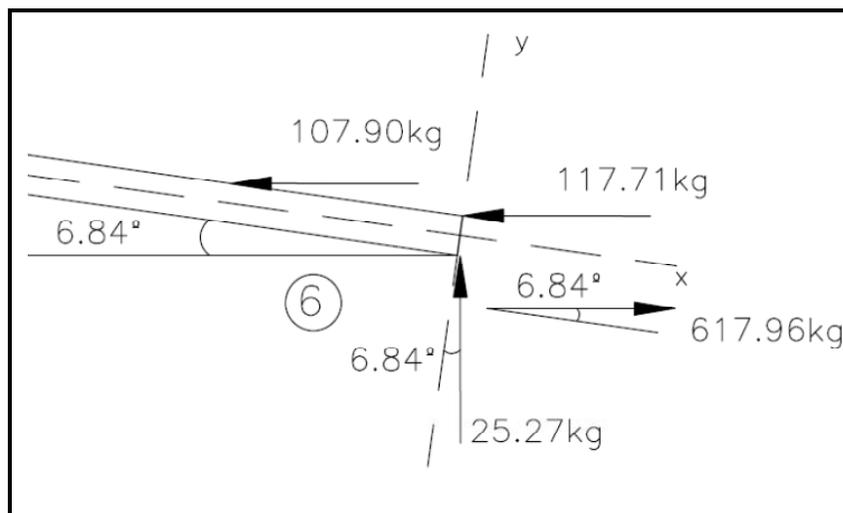
## CARGA DE SISMO

Las acciones externas debido a carga de sismo son retomados del análisis de la sección anterior, se resumen en la siguiente tabla y se esquematizan en la figura 4.59.



**Figura 4.59. Cargas de sismo en viga tipo VM – 1 (15%).**

Se considera la inclinación de la viga y se descomponen estas fuerzas en la dirección del eje de la viga y perpendicular a éste, la figura 4.60 muestra como se descompone la reacción en el apoyo A y la carga muerta 1 y 2.



**Figura 4.60. Descomposición de fuerzas para generar diagramas de acciones internas.**

De la figura anterior resultan las siguientes operaciones:

En la dirección x-x:

$$\text{Fuerza 7} \rightarrow E_{y_7} = 117.71 \cos(6.84) = 116.87 \text{kg}$$

$$\text{Fuerza 6} \rightarrow E_{y_6} = 107.90 \cos(6.84) = 107.13 \text{kg}$$

$$\text{Reaccion 6} \rightarrow R_{x_6} = 25.27 \sin(6.84) + 617.96 \cos(6.84) = 616.57 \text{kg} \rightarrow$$

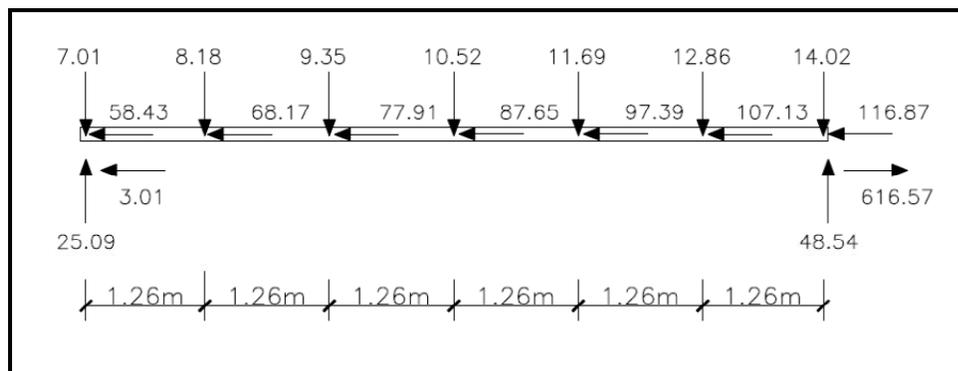
En la dirección y-y:

$$\text{Fuerza 7} \rightarrow E_{y_7} = 117.71 \sin(6.84) = 14.02 \text{kg}$$

$$\text{Fuerza 6} \rightarrow E_{y_6} = 107.90 \sin(6.84) = 12.86 \text{kg}$$

$$\text{Reaccion 6} \rightarrow R_{y_6} = -25.27 \cos(6.84) + 617.96 \sin(6.84) = 48.54 \text{kg} \uparrow$$

Así sucesivamente se continúan calculando todas las fuerzas puntuales que afectan a la viga. El resultado de la descomposición se muestra en la figura 4.61



**Figura 4.61. Fuerzas a lo largo del eje de la viga y perpendicular a éste.**

### Fuerza normal (N)

A partir del diagrama de carga mostrado en la figura anterior y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación de la fuerza normal (Nx) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramo 1} - 2 \rightarrow N_{(x)} = 3.01 + 58.43 = \mathbf{61.44kg (T)}$$

$$\text{Tramo 2} - 3 \rightarrow N_{(x)} = 3.01 + 58.43 + 68.17 = \mathbf{129.61kg(T)}$$

$$\text{Tramo 3} - 4 \rightarrow N_{(x)} = 3.01 + 58.43 + 68.17 + 77.91 = \mathbf{207.52kg(T)}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de fuerza normal  $N(x)$ .

#### Fuerza cortante (V)

A partir del diagrama de carga mostrado en la figura anterior y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación de la fuerza cortante ( $V_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramo 1} - 2 \rightarrow V_{(x)} = 25.09 - 7.01 = \mathbf{18.08kg}$$

$$\text{Tramo 2} - 3 \rightarrow V_{(x)} = 25.09 - 7.01 - 8.18 = \mathbf{9.90kg}$$

$$\text{Tramo 3} - 4 \rightarrow V_{(x)} = 25.09 - 7.01 - 8.18 - 9.35 = \mathbf{0.55kg}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de fuerza cortante  $V(x)$ .

#### Momento flector (M)

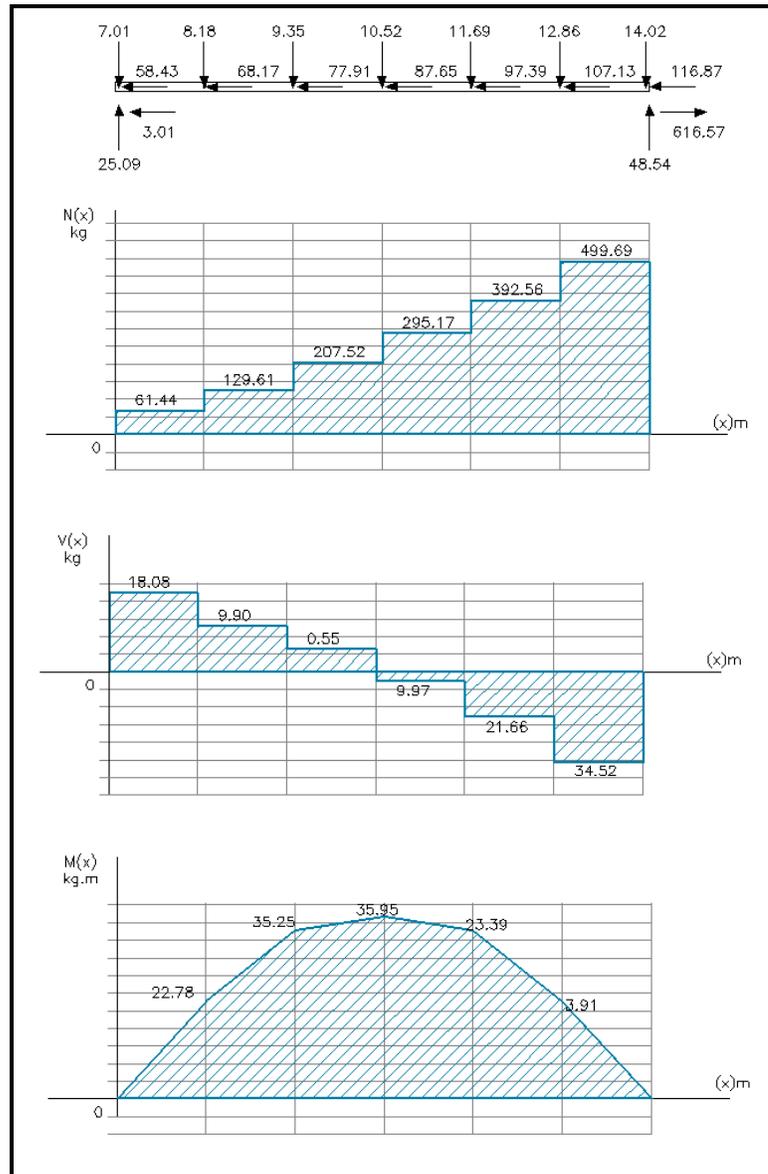
A partir del diagrama de fuerza cortante  $V(x)$  mostrado (ver figura 4.74) y en base a la convención de signos establecida con anterioridad se determina la variación del momento flector ( $M_x$ ) a lo largo del eje de la viga:

$$\text{Tramo 1} - 2 \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (18.08) = \mathbf{22.78kg.m}$$

$$\text{Tramo 2} - 3 \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (18.08 + 9.90) = \mathbf{35.25kg.m}$$

$$\text{Tramo 3} - 4 \rightarrow M_{(x)} = 1.26 \times (18.08 + 9.90 + 0.55) = \mathbf{35.95kg.m}$$

De esta manera se calculan los demás tramos y se trazan en el diagrama de momento flector  $M(x)$ . Todos los diagramas son mostrados en la figura 4.62.



**Figura 4.62. Diagramas de acciones internas debido a carga de sismo para viga VM-1**

En base a los diagramas anteriores se determinan las acciones máximas para la viga VM – 1 bajo el efecto de *carga debido a sismo*:

$$N_{\max} = 499.69 \text{ kg(T)}$$

$$V_{\max} = 34.52 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 35.95 \text{ kg.m}$$

En resumen las acciones internas generadas por las cargas externas actuantes sobre la viga tipo **VM-1** son mostradas en la siguiente tabla:

<b>VIGA TIPO VM - 1</b>		
Claro =	7.50	m
Pendiente=	12	%
<b>Fuerza Normal Máxima (N)</b>		
Muerta	-78.45	kg
Viva	-41.91	kg
Viento	-47.71	kg
Sismo	499.69	kg
<b>Fuerza Cortante Máxima (V)</b>		
Muerta	653.79	kg
Viva	349.26	kg
Viento	-358.25	kg
Sismo	34.52	kg
<b>Momento Flector Máximo (m)</b>		
Muerta	1380.49	kg.m
Viva	744.77	kg.m
Viento	-755.89	kg.m
Sismo	35.95	kg.m

Se procede de igual manera el análisis para las vigas restantes: **VM – 2** y **VM – 3**, y se resumen los resultados de las acciones internas máximas para cada una de las vigas en a siguiente tabla:

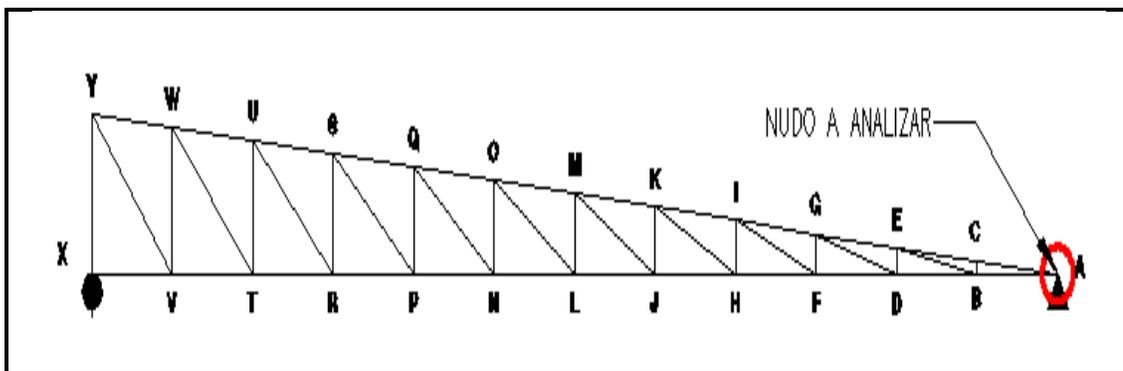
<b>RESUMEN DE ACCIONES INTERNAS EN VIGAS DE ALMA ABIERTA</b>					
<b>VIGA DE ALMA ABIERTA TIPO</b>	<b>ACCIONES INTERNAS</b>	<b>EVENTO EXTERNO (CARGA)</b>			
		<b>MUERTA</b>	<b>VIVA</b>	<b>VIENTO</b>	<b>SISMO</b>
VM-1	$N_{max}$ (kg) =	-78.45	-41.91	-47.71	499.69
	$V_{max}$ (kg) =	653.79	349.26	358.25	34.52
	$M_{max}$ (kg.m) =	1380.49	744.77	-755.89	35.95
VM-2	$N_{max}$ (kg) =	-204.81	-75.91	-82.14	1147.03
	$V_{max}$ (kg) =	1706.57	632.62	-811.35	73.71
	$M_{max}$ (kg.m) =	6766.16	2508.13	-3161.20	292.27
VM-3	$N_{max}$ (kg) =	-243.51	-112.59	-99.91	999.16
	$V_{max}$ (kg) =	1623.41	750.71	-961.72	87.69
	$M_{max}$ (kg.m) =	4929.33	2279.46	-2913.14	226.20

De esta manera finaliza el análisis de acciones internas para vigas de alma abierta, para luego proceder con el análisis de acciones internas para armaduras y posteriormente el diseño estructural de cada uno de estos elementos.

### **Armadura**

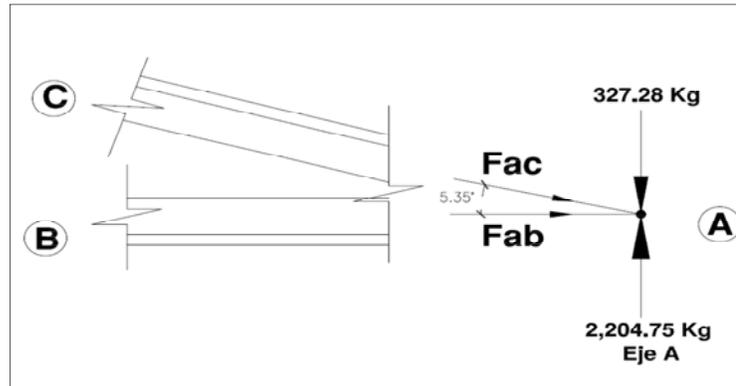
Las condiciones del análisis de la armadura, que está conformada por elementos prismáticos conectados entre sí por conexiones sin transmisión de momentos, es decir conexiones de pasador, lo cual implica que solo se transmite cargas axiales de tensión y compresión entre ellos.

Además se analiza el elemento como simplemente apoyado, en un extremo articulado y en el otro extremo con apoyo de rodo. Se muestra en la figura 4.76 las condiciones de apoyo de la armadura y la convención de signos, que se mantiene constante al igual en los otros elementos, hacia abajo positivo y hacia arriba negativos, ya en el análisis de los elementos que la componen, se considera la tensión positiva y la compresión negativa.



**Figura 4.63. Condición de apoyo de la armadura.**

La determinación de las acciones internas se puede realizar por dos métodos diferentes como se mencionó en el capítulo III: el método de los nudos y el método de las secciones, para esquematizar la forma de cálculo de las fuerzas internas en los elementos se presentan a continuación en el nudo de la armadura para analizar (Figura 4.63).



**Figura 4.64 Análisis de fuerzas internas por carga muerta en el nudo A de la armadura.**

Para poder determinar la magnitud de las cargas en las barras AB y AC se utiliza el método de los nudos, la dirección de las acciones, por considerarse conexiones articuladas están en la misma dirección de las barras, ya que actúan en tensión o compresión (únicamente esfuerzos axiales). En la figura 4.64 se muestra el Diagrama de Cuerpo Libre del nudo A, para poder visualizar el equilibrio que se genera también en el nudo del cual también es posible obtener las fuerzas internas de cada uno de los elementos.

La fuerza en el elemento AC es determinada por el equilibrio en el nudo A:

$$\theta = \tan^{-1}(1.80/19.20) \approx 5.35^\circ$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-F_{AC} \sin \theta - 327.28 \text{ Kg} + 2204.75 \text{ Kg} = 0$$

$$F_{AC} = \frac{2204.75 - 327.28}{\sin \theta}$$

Utilizando todos los decimales:

$$F_{AC} = \mathbf{20113.95 \text{ Kg (C)}}$$

Dado el signo de la fuerza, se confirma que la dirección asumida es la correcta y que el miembro está en compresión.

$$\rightarrow \sum F_x = 0$$

$$F_{AC} \cos \theta + F_{AB} = 0$$

$$F_{AB} = -F_{AC} \cos \theta = -20113.95 \text{ Kg} \cos \theta$$

$$F_{AB} = \mathbf{-20026.14 \text{ Kg} = 20026.14 \text{ Kg (T)}}$$

En el miembro AB la fuerza es contraria a la dirección que se asumió inicialmente, por lo tanto se verifica que el elemento analizado se encuentra sometido a tensión axial.

Así mismo evaluamos los otros nudos, en la figura 4.65 se muestra las fuerzas que llegan al nudo C y las fuerzas que son posibles evaluar en el mismo.

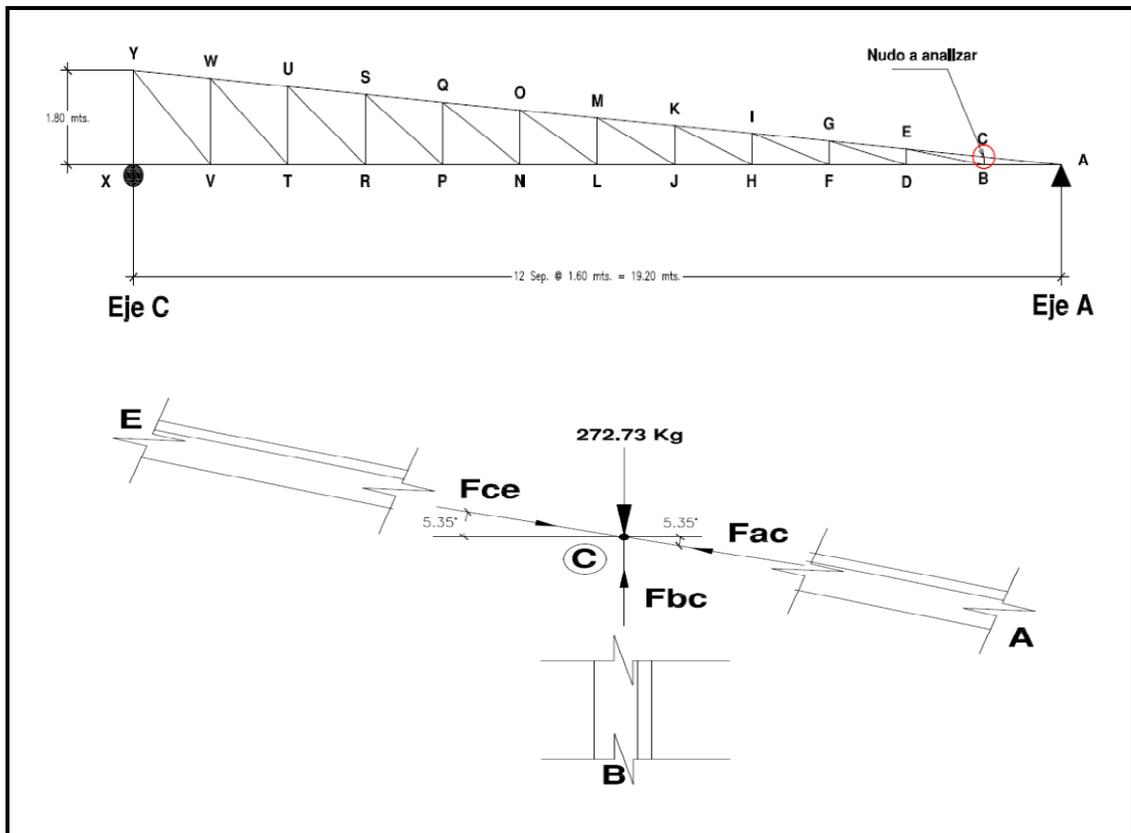


Figura 4.65. Nudo C en armadura, concurrencia de tres barras, cargas muertas.

$$\theta = \tan^{-1}(1.80/19.20) \approx 5.35^\circ$$

$$\rightarrow \sum F_x = 0$$

$$F_{CE} \cos \theta - F_{AC} \cos \theta = 0$$

$$F_{CE} = F_{AC}$$

$$F_{CE} = 20113.95 \text{ Kg (C)}$$

Tal como se demuestra en el anterior cálculo, el equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal nos indica que la fuerza interna del elemento CE es igual en magnitud a la del elemento AC.

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-F_{CE} \sin \theta + F_{AE} \sin \theta + F_{BC} - 272.73 \text{ Kg} = 0$$

$$F_{BC} = 272.73 \text{ Kg (C)}$$

Es posible generar una tabla auxiliar para determinar las magnitudes de cada uno de los elementos, basados en los conceptos de estática, con los cuales se han realizado los cálculos en los nudos A y C, a continuación se muestra la tabla 4.15 es un resumen, en la cual existe una variación en algunos elementos por centésimas debido a las aproximaciones que se realizan con el fin de obtener los resultados de los cálculos; el signo negativo indica que el elemento está en compresión.

BARRA	ACCION INTERNA (Kg)	BARRA	ACCION INTERNA (Kg)
AB	20026.17	LO	4109.78
AC	-20113.98	MO	-14757.14
BC	-272.73	NO	-2205.47
BD	18571.61	NP	8316.12
BE	1479.91	NQ	3675.78
CE	-20113.98	OQ	-11306.1
DE	-354.54	PQ	-2147.98
DF	17311	PR	5770.36
DG	1309.51	PS	3330.87
EG	-18653.04	QS	-8352.58
FG	-400.01	RS	-2072.97
FH	16244.3	RT	3559.19
FI	1139.24	RU	3030.92
GI	-17386.91	SU	-5795.66
HI	-409.11	TU	-1974.77
HJ	15371.53	TV	1644.26
HK	963.9	TW	2750.76
IK	-16315.53	UW	-3574.8
JK	-381.84	VW	-1849.8
JL	14692.71	VX	0
JM	778.85	VY	2474.94
KM	-15438.94	WY	-1651.47
LM	-2254.86	XY	-4564.75
LN	11256.74		

**Tabla 4.15 Resumen de acciones internas de la armadura en los elementos debido a cargas muertas.**

Las cargas vivas son en dirección iguales a las cargas muertas, debido a que son cargas en la misma dirección vertical, a continuación se ejemplifica la metodología de cálculo de las acciones internas en los elementos debido a cargas vivas.

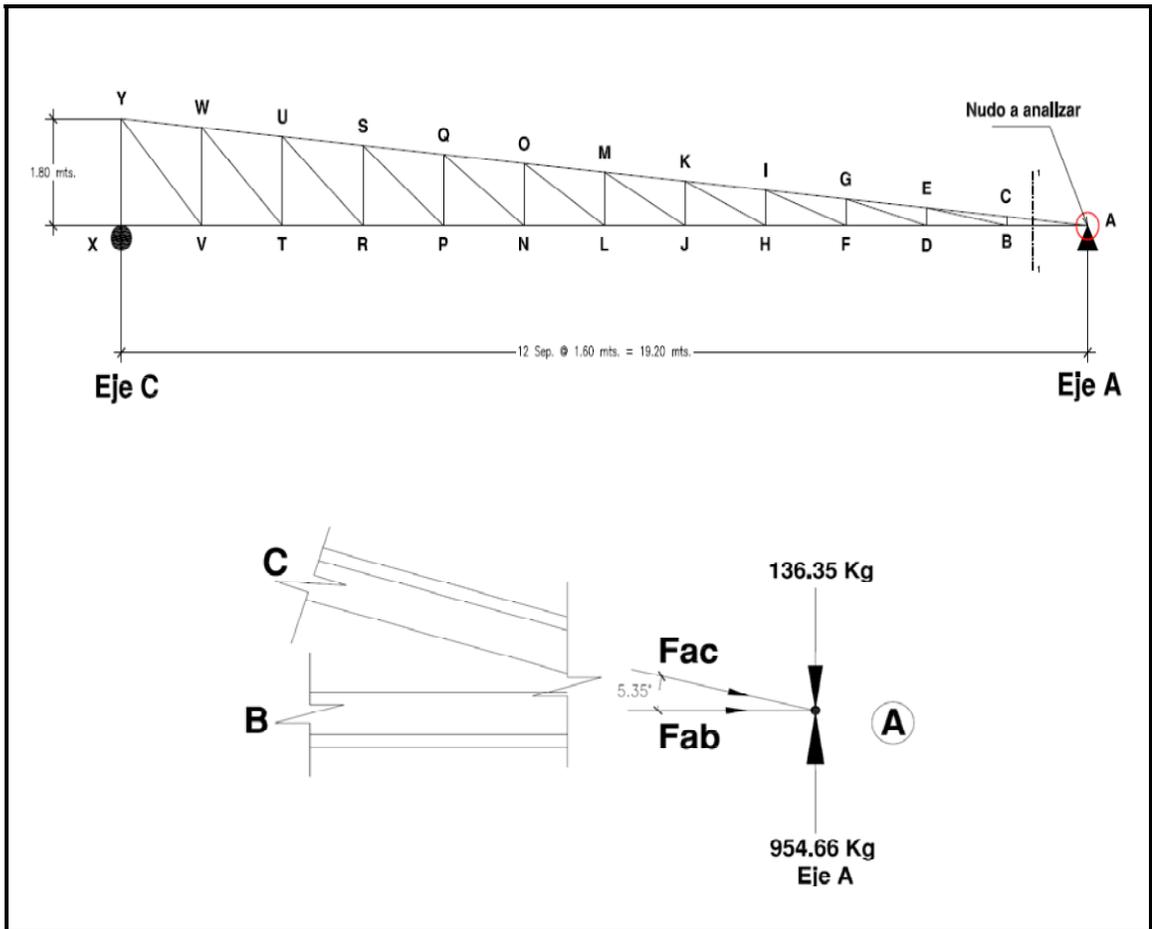


Figura 4.66. Diagrama de cuerpo libre de nudo A, cargas vivas.

De la figura 4.66 vemos que la fuerza en el elemento AC es determinada por el equilibrio en el nudo A:

$$\theta = \tan^{-1}(1.80/19.20) \approx 5.35^\circ$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-F_{AC} \sin \theta - 136.35 \text{ Kg} + 954.66 \text{ Kg} = 0$$

$$F_{AC} = \frac{954.66 - 136.35}{\sin \theta}$$

$$F_{AC} = 8767.63 \text{ Kg (C)}$$

$$\rightarrow \sum_{+} F_x = 0$$

$$F_{AC} \cos \theta + F_{AB} = 0$$

$$F_{AB} = -F_{AC} \cos \theta = -8767.63 \text{ Kg} \cos \theta$$

$$F_{AB} = -8729.35 \text{ Kg} = 8729.35 \text{ Kg (T)}$$

Así mismo evaluamos los otros nudos, en la figura 4.67 se muestra las fuerzas que llegan al nudo C y las fuerzas que es posible evaluar en el mismo.

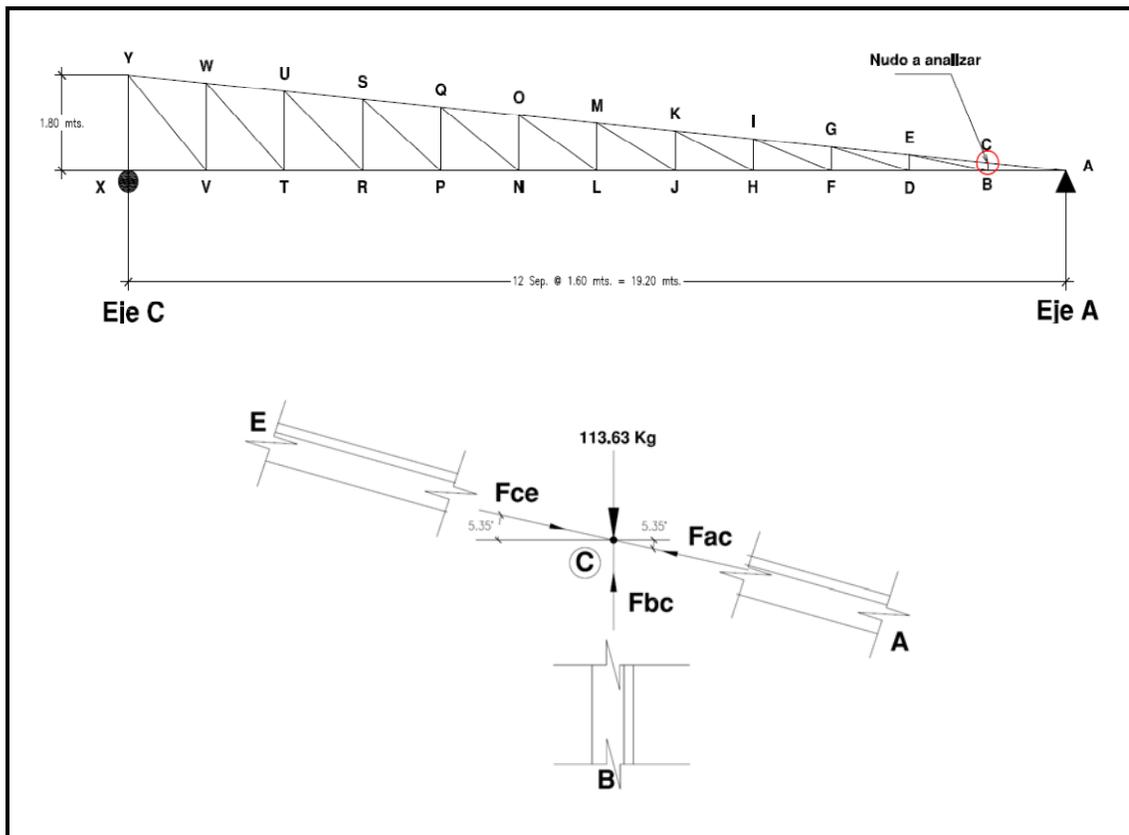


Figura 4.67. Diagrama de cuerpo libre de nudo C, cargas vivas.

$$\theta = \tan^{-1}(1.80/19.20) \approx 5.35^\circ$$

$$\rightarrow \sum_{+} F_x = 0$$

$$F_{CE} \cos \theta - F_{AC} \cos \theta = 0$$

$$F_{CE} = F_{AC}$$

$$F_{CE} = 8767.63 \text{ Kg (C)}$$

Tal como se demuestra en el anterior cálculo, el equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal nos indica que la fuerza interna del elemento CE es igual en magnitud a la del elemento AC.

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-F_{CE} \sin \theta + F_{AC} \sin \theta + F_{BC} - 272.73 \text{ Kg} = 0$$

$$F_{BC} = 113.63 \text{ Kg (C)}$$

A continuación se muestra en resumen la tabla 4.16 donde se muestran las acciones internas que se generan en cada uno de los miembros de las armaduras debido a las cargas vivas, de igual forma que en ejemplo de las cargas muertas, el signo negativo indica que el elemento está en compresión y el signo positivo que el elemento se encuentra sometido a esfuerzos de tensión.

BARRA	ACCION INTERNA (Kg)	BARRA	ACCION INTERNA (Kg)
AB	8729.35	LO	1844.01
AC	-8767.63	MO	-6535.45
BC	-113.63	NO	-980.82
BD	8123.32	NP	3657.47
BE	616.59	NQ	1634.71
CE	-8767.63	OQ	-4987.01
DE	-147.71	PQ	-949.12
DF	7598.12	PR	2532.59
DG	545.59	PS	1471.8
EG	-8158.94	QS	-3673.51
FG	-166.66	RS	-911.84
FH	7153.7	RT	1559.95
FI	474.64	RU	1333.22
GI	-7631.43	SU	-2543.69
HI	-170.54	TU	-866.11
HJ	6789.87	TV	720.09
HK	401.81	TW	1206.45
IK	-7185.07	UW	-1566.79
JK	-159.16	VW	-810.1
JL	6506.92	VX	0
JM	324.65	VY	1083.88
KM	-6819.65	WY	-723.25
LM	-1011.73	XY	-1813.96
LN	4965.24		

**Tabla 4.16 Resumen de acciones internas en los elementos debido a cargas vivas.**

Para el análisis de las cargas de viento, es importante tomar en cuenta la dirección de las cargas, con el fin de determinar las fuerzas internas en los miembros de la armadura, a

continuación, en la figura 4.68 se muestra el diagrama de cuerpo libre del nudo A, donde se concurren las fuerzas externas de la reacción en el apoyo y la carga externa que llega a éste punto de los elementos secundarios, además de las acciones internas que equilibran el sistema, es importante tomar en cuenta que la fuerza que recibe en el apoyo debido a los elementos secundarios es siempre perpendicular al elemento que carga.

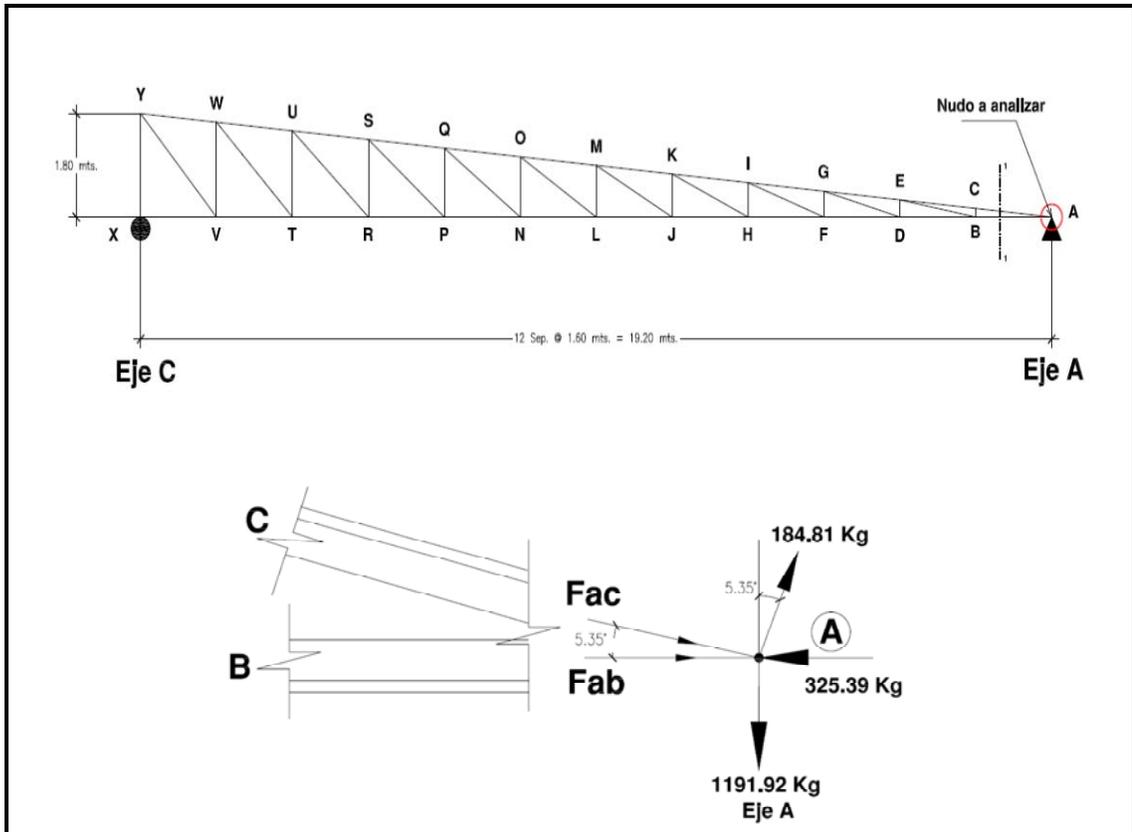


Figura 4.68. Diagrama de cuerpo libre de nudo A, cargas de viento.

La fuerza en el elemento AC es determinada por el equilibrio en el nudo A:

$$\theta = \tan^{-1}(1.80/19.20) \approx 5.35^\circ$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-F_{AC} \sin \theta - 1192.92 \text{ Kg} + 184.81 \text{ Kg} \cos \theta = 0$$

$$F_{AC} = \frac{184.81 \text{ Kg} \cos \theta - 1192.92 \text{ Kg}}{\sin \theta}$$

Utilizando todos los decimales:

$$F_{AC} = -10691.48 \text{ Kg} = 10691.48 \text{ Kg (T)}$$

Dado el signo de la fuerza, implica que la dirección asumida no es la correcta y que el miembro está en tensión.

$$\rightarrow \sum F_x = 0$$

$$F_{AC} \cos \theta + F_{AB} + 184.81 \text{ Kg} \sin \theta - 325.39 \text{ Kg} = 0$$

$$F_{AB} = 325.39 \text{ Kg} - 184.81 \text{ Kg} \sin \theta - F_{AC} \cos \theta$$

$$F_{AB} = 325.39 \text{ Kg} - 184.81 \text{ Kg} \sin \theta - (-10691.48 \cos \theta)$$

$$F_{AB} = 10952.96 \text{ Kg (C)}$$

En el miembro AB la fuerza la dirección que se asumió inicialmente es correcta, por lo tanto se verifica que el elemento analizado se encuentra sometido a compresión axial.

Así mismo evaluamos los otros nudos, en la figura 4.69 se muestra las fuerzas que llegan al nudo C y las fuerzas que son posibles evaluar en el mismo.

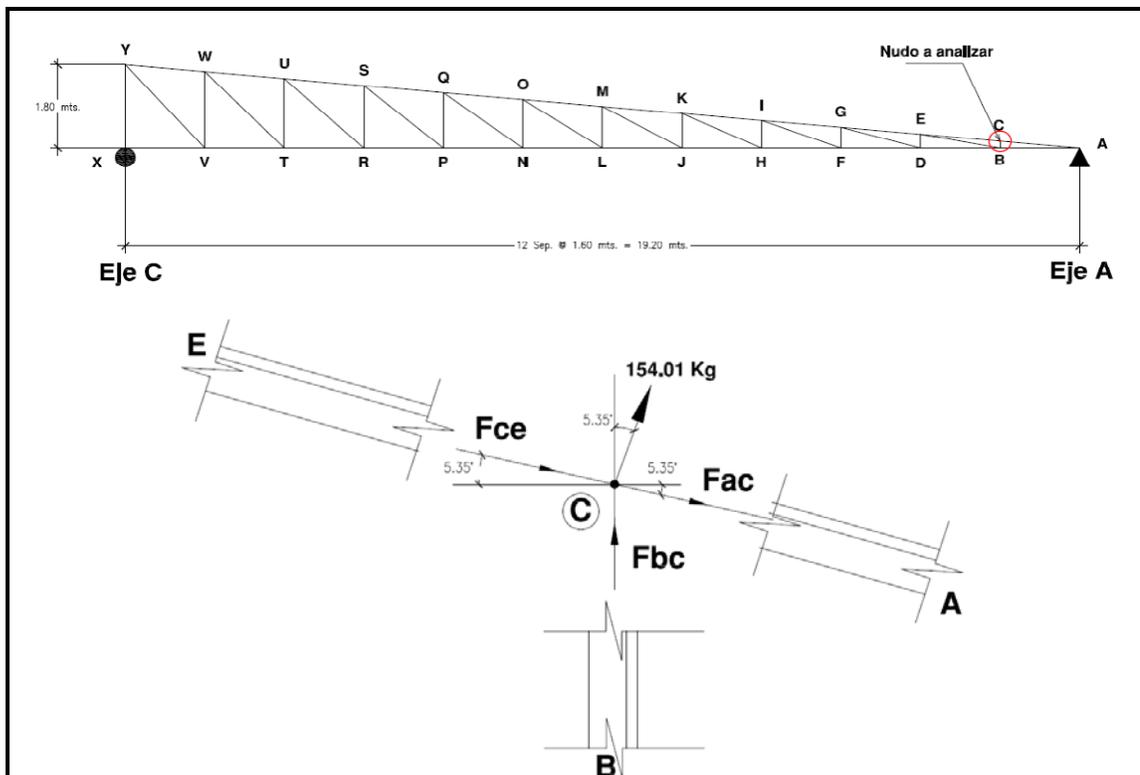


Figura 4.69. Diagrama de cuerpo libre de nudo C, cargas de viento.

$$\theta = \tan^{-1}(1.80/19.20) \approx 5.35^\circ$$

$$\rightarrow \sum F_x = 0$$

$$F_{CE} \cos \theta + 154.01 \sin \theta + F_{AC} \cos \theta = 0$$

$$F_{CE} = \frac{-F_{AC} \cos \theta - 154.01 \sin \theta}{\cos \theta} = \frac{-10691.48 \cos \theta - 154.01 \sin \theta}{\cos \theta}$$

$$F_{CE} = -10705.90 \text{ Kg} = 10705.90 \text{ Kg (T)}$$

La fuerza interna en el elemento BC se determina por la sumatoria de fuerzas verticales, asumiendo las fuerzas hacia arriba positivas y negativas en sentido contrario, además tomando en cuenta la dirección verdadera de la fuerza interna determinada para el elemento CE.

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-F_{CE} \sin \theta - F_{AC} \sin \theta + F_{BC} + 154.01 \text{ Kg} \cos \theta = 0$$

$$F_{BC} = F_{CE} \sin \theta + F_{AC} \sin \theta + 154.01 \text{ Kg} \cos \theta$$

$$F_{BC} = -10705.90 \sin \theta + 10691.48 \sin \theta - 154.01 \text{ Kg} \cos \theta$$

$$F_{BC} = -154.69 \text{ Kg} = 154.69 \text{ Kg (T)}$$

BARRA	ACCION INTERNA (Kg)	BARRA	ACCION INTERNA (Kg)
AB	-10952.96	LO	-2192.48
AC	10691.48	MO	7791.9
BC	154.69	NO	1185.76
BD	-10127.97	NP	-4514
BE	-839.37	NQ	-1976.27
CE	10705.9	OQ	5965.26
DE	201.09	PQ	1161.29
DF	-9412.98	PR	-3137.66
DG	-742.73	PS	-1800.81
EG	9888.83	QS	4388.85
FG	226.87	RS	1125.06
FH	-8808	RT	-1937.59
FI	-646.12	RU	-1644.97
GI	9179.37	SU	3015.13
HI	232.02	TU	1074.43
HJ	-8313.03	TV	-895.72
HK	-546.66	TW	-1496.62
IK	8577.5	UW	1815.57
JK	216.55	VW	1007.69
JL	-7928.04	VX	0
JM	-441.71	VY	-1348.24
KM	8083.24	WY	772.01
LM	1202.92	XY	2292.66
LN	-6095.02		

Tabla 4.17 Resumen de acciones internas en los elementos debido a cargas de viento.

De igual forma para el análisis de las fuerzas internas en los elementos debidos a las cargas sísmicas, también es importante conocer que las fuerzas externas transmitidas por los elementos secundarios tienen una sola componente en la dirección horizontal (eje X), a continuación se muestra en la fig. 4.70 el diagrama de cuerpo libre del nudo A, en el cual se muestra la reacción en el apoyo debido a las cargas de sismo y la carga externa que llega al mismo de los elementos secundarios.

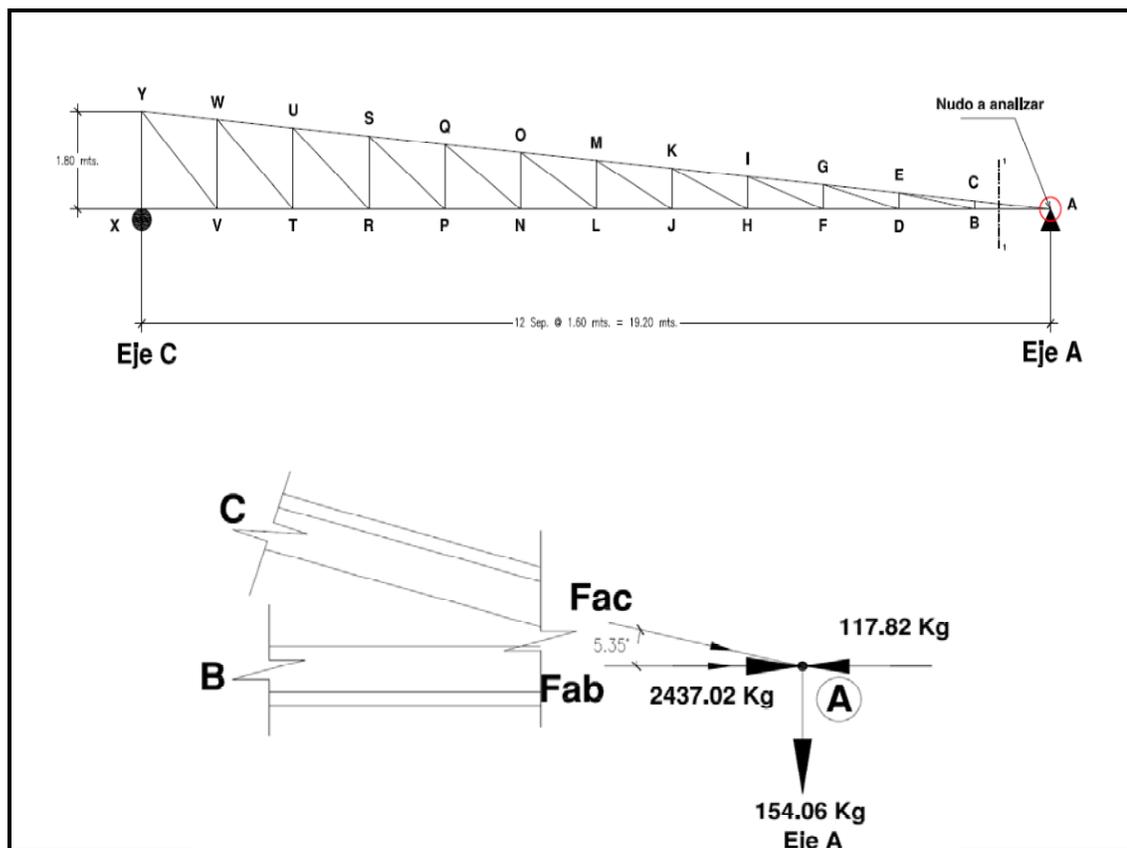


Figura 4.70. Diagrama de cuerpo libre de nudo A.

La fuerza en el elemento AC es determinada por el equilibrio en el nudo A:

$$\theta = \tan^{-1}(1.80/19.20) \approx 5.35^\circ$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-F_{AC} \sin \theta - 154.06 \text{ Kg} = 0$$

$$F_{AC} = \frac{-154.06 \text{ Kg}}{\sin \theta}$$

$$F_{AC} = -1650.52 \text{ Kg} = 1650.52 \text{ Kg (T)}$$

$$\rightarrow \sum_{+} F_x = 0$$

$$F_{AC} \cos \theta + F_{AB} + 2437.02 \text{ Kg} - 117.82 \text{ Kg} = 0$$

$$F_{AB} = -2437.02 \text{ Kg} - F_{AC} \cos \theta + 117.82 \text{ Kg}$$

$$F_{AB} = -2437.02 \text{ Kg} - (-1650.52 \text{ Kg} \cos \theta) + 117.82 \text{ Kg}$$

$$F_{AB} = -675.88 \text{ Kg} = 675.88 \text{ Kg}(T)$$

En el miembro AB la dirección que se asumió inicialmente es incorrecta, por lo tanto se verifica que el elemento analizado se encuentra sometido a tensión axial.

Así mismo evaluamos los otros nudos, en la figura 4.71 se muestra las fuerzas que llegan al nudo C y las fuerzas que son posibles evaluar en el mismo.

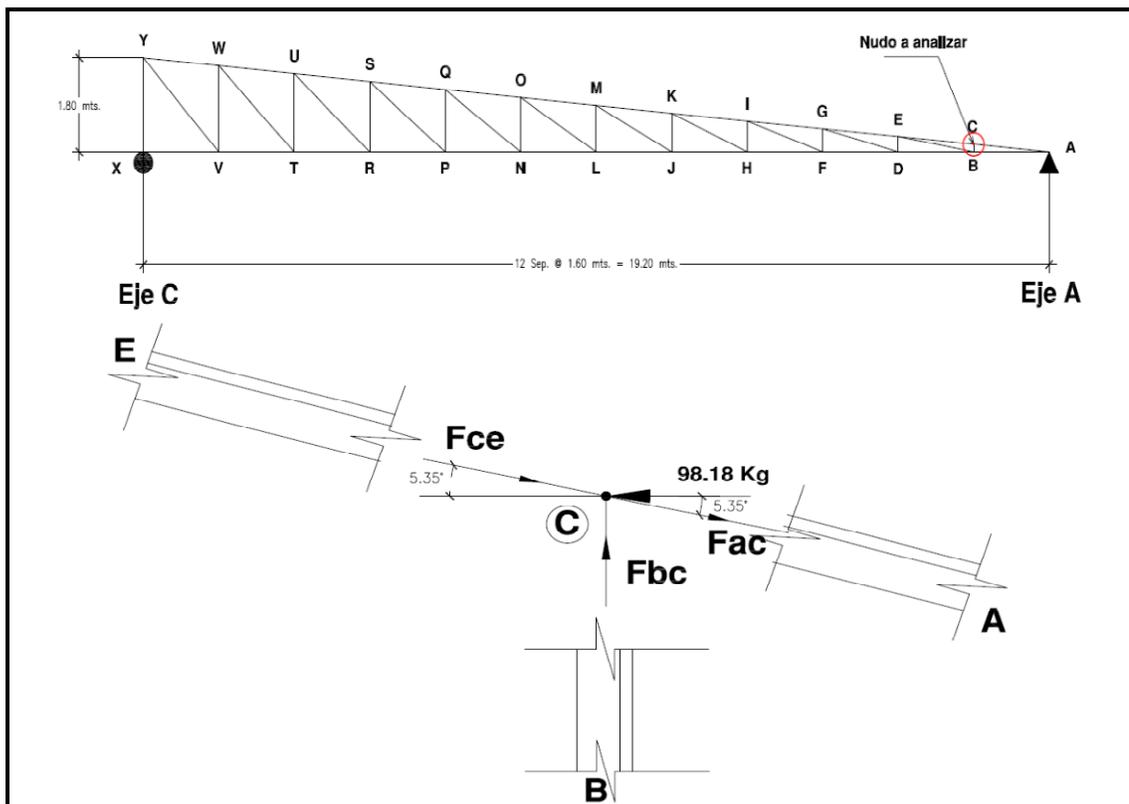


Figura 4.71. Diagrama de cuerpo libre de nudo C.

$$\theta = \tan^{-1}(1.80/19.20) \approx 5.35^\circ$$

$$\rightarrow \sum_{+} F_x = 0$$

$$F_{CE} \cos \theta - 98.18 \text{ Kg} + F_{AC} \cos \theta = 0$$

$$F_{CE} = \frac{98.18 \text{ Kg} - F_{AC} \cos \theta}{\cos \theta} = \frac{98.18 \text{ Kg} - 1650.52 \cos \theta}{\cos \theta}$$

$$F_{CE} = -1551.91 \text{ Kg} = 1551.91 \text{ Kg (T)}$$

La fuerza interna en el elemento BC se determina por la sumatoria de fuerzas verticales, asumiendo las fuerzas hacia arriba positivas y negativas en sentido contrario, además tomando en cuenta la dirección verdadera de la fuerza interna determinada para el elemento CE.

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-F_{CE} \sin \theta - F_{AC} \sin \theta + F_{BC} = 0$$

$$F_{BC} = F_{CE} \sin \theta + F_{AC} \sin \theta$$

$$F_{BC} = -1551.91 \sin \theta + 1650.52 \sin \theta$$

$$F_{BC} = 9.20 \text{ Kg (C)}$$

Dado el signo de la fuerza, se confirma que la dirección asumida es la correcta y que el miembro está sometido a esfuerzos de tensión.

BARRA	ACCION INTERNA (Kg)	BARRA	ACCION INTERNA (Kg)
AB	675.88	LO	138.71
AC	1650.52	MO	835.21
BC	-9.2	NO	-74.43
BD	626.79	NP	280.67
BE	49.95	NQ	124.06
CE	1551.91	OQ	853.07
DE	-11.97	PQ	-72.49
DF	584.25	PR	194.75
DG	44.2	PS	112.42
EG	1522.32	QS	873.86
FG	-13.5	RS	-69.96
FH	548.25	RT	120.12
FI	38.45	RU	102.29
GI	1505.89	SU	900.98
HI	-13.81	TU	-66.65
HJ	518.79	TV	55.49
HK	32.53	TW	92.84
IK	1502.59	UW	936.49
JK	-12.89	VW	-62.43
JL	495.88	VX	0
JM	26.29	VY	83.53
KM	1512.45	WY	981.67
LM	-76.1	XY	-154.06
LN	379.91		

Tabla 4.18 Resumen de acciones internas en los elementos debido a cargas de viento.

Las tablas mostradas anteriormente resumen las fuerzas internas que se generan en cada uno de los elementos de la armadura debido a las diferentes cargas a las que se encuentra sometida toda la estructura de techos, como vemos éste último elemento analizado represente al último nivel al que llega el bajado de cargas de la estructura de techos, por tanto en éste punto concluye el análisis de los elementos, para poder en base a toda esta información, realizar el diseño de los diferentes elementos que conforman la estructura.

Como resumen final se muestra a continuación la tabla 4.19 donde se colocan todos los elementos con las fuerzas internas que se generan en cada uno de ellos debido a las acciones externas que sobre ellos están, en donde como se ha mencionado en los ejemplos mostrados anteriormente, los signos negativos implica que se genera en los elementos acciones internas de compresión y el signo positivo indica que se genera acciones internas de tensión.

FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS DE LA ARMADURA					
BARRA	MUERTA	VIVA	VIENTO	SISMO	POSICION
AB	20026.17	8729.35	-10952.96	675.88	CUERDA INFERIOR
AC	-20113.98	-8767.63	10691.48	1650.52	CUERDA SUPERIOR
BC	-272.73	-113.63	154.69	-9.2	VERTICAL
BD	18571.61	8123.32	-10127.97	626.79	CUERDA INFERIOR
BE	1479.91	616.59	-839.37	49.95	DIAGONAL
CE	-20113.98	-8767.63	10705.9	1551.91	CUERDA SUPERIOR
DE	-354.54	-147.71	201.09	-11.97	VERTICAL
DF	17311	7598.12	-9412.98	584.25	CUERDA INFERIOR
DG	1309.51	545.59	-742.73	44.2	DIAGONAL
EG	-18653.04	-8158.94	9888.83	1522.32	CUERDA SUPERIOR
FG	-400.01	-166.66	226.87	-13.5	VERTICAL
FH	16244.3	7153.7	-8808	548.25	CUERDA INFERIOR
FI	1139.24	474.64	-646.12	38.45	DIAGONAL
GI	-17386.91	-7631.43	9179.37	1505.89	CUERDA SUPERIOR
HI	-409.11	-170.54	232.02	-13.81	VERTICAL
HJ	15371.53	6789.87	-8313.03	518.79	CUERDA INFERIOR
HK	963.9	401.81	-546.66	32.53	DIAGONAL
IK	-16315.53	-7185.07	8577.5	1502.59	CUERDA SUPERIOR
JK	-381.84	-159.16	216.55	-12.89	VERTICAL
JL	14692.71	6506.92	-7928.04	495.88	CUERDA INFERIOR
JM	778.85	324.65	-441.71	26.29	DIAGONAL
KM	-15438.94	-6819.65	8083.24	1512.45	CUERDA SUPERIOR
LM	-2254.86	-1011.73	1202.92	-76.1	VERTICAL
LN	11256.74	4965.24	-6095.02	379.91	CUERDA INFERIOR
LO	4109.78	1844.01	-2192.48	138.71	DIAGONAL
MO	-14757.14	-6535.45	7791.9	835.21	CUERDA SUPERIOR
NO	-2205.47	-980.82	1185.76	-74.43	VERTICAL
NP	8316.12	3657.47	-4514	280.67	CUERDA INFERIOR
NQ	3675.78	1634.71	-1976.27	124.06	DIAGONAL
OQ	-11306.1	-4987.01	5965.26	853.07	CUERDA SUPERIOR
PQ	-2147.98	-949.12	1161.29	-72.49	VERTICAL
PR	5770.36	2532.59	-3137.66	194.75	CUERDA INFERIOR
PS	3330.87	1471.8	-1800.81	112.42	DIAGONAL
QS	-8352.58	-3673.51	4388.85	873.86	CUERDA SUPERIOR
RS	-2072.97	-911.84	1125.06	-69.96	VERTICAL
RT	3559.19	1559.95	-1937.59	120.12	CUERDA INFERIOR
RU	3030.92	1333.22	-1644.97	102.29	DIAGONAL
SU	-5795.66	-2543.69	3015.13	900.98	CUERDA SUPERIOR
TU	-1974.77	-866.11	1074.43	-66.65	VERTICAL
TV	1644.26	720.09	-895.72	55.49	CUERDA INFERIOR
TW	2750.76	1206.45	-1496.62	92.84	DIAGONAL
UW	-3574.8	-1566.79	1815.57	936.49	CUERDA SUPERIOR
VW	-1849.8	-810.1	1007.69	-62.43	VERTICAL
VX	0	0	0	0	CUERDA INFERIOR
VY	2474.94	1083.88	-1348.24	83.53	DIAGONAL
WY	-1651.47	-723.25	772.01	981.67	CUERDA SUPERIOR
XY	-4564.75	-1813.96	2292.66	-154.06	VERTICAL

**Tabla 4.19 Resumen de acciones internas en los elementos debido a las cargas en la estructura.**

#### **4.4.2. ETAPA DE DISEÑO ESTRUCTURAL.**

Luego de obtener las acciones internas sobre los elementos secundarios y primarios de la estructura de techo a través de un análisis estructural, se procede a realizar el dimensionamiento o diseño en dichos elementos. En éste ejemplo se divide el diseño primero para elementos secundarios y luego para elementos primarios.

##### **4.4.2.1. Diseño estructural de elementos secundarios**

Los elementos secundarios en éste ejemplo son tipo polín espacial y según lo descrito en el capítulo III se diseñan los miembros que componen a éste elemento; estos miembros son: la cuerda superior, cuerda inferior, celosía lateral y celosía superior. A continuación se detallan los cálculos correspondientes al dimensionamiento de los polines espaciales P-1 y P-2.

##### **Larguero tipo P-1**

Antes de iniciar por completo con los cálculos para el diseño del polín tipo P-1 definido en la etapa conceptual es conveniente realizar serie de cálculos geométricos para definir las dimensiones generales del elemento en base al predimensionamiento efectuado en la etapa conceptual; éstas dimensiones sirven posteriormente para las ecuaciones de diseño, especialmente para definir longitudes no arriostradas los miembros a compresión.

## GEOMETRIA DEL ELEMENTO

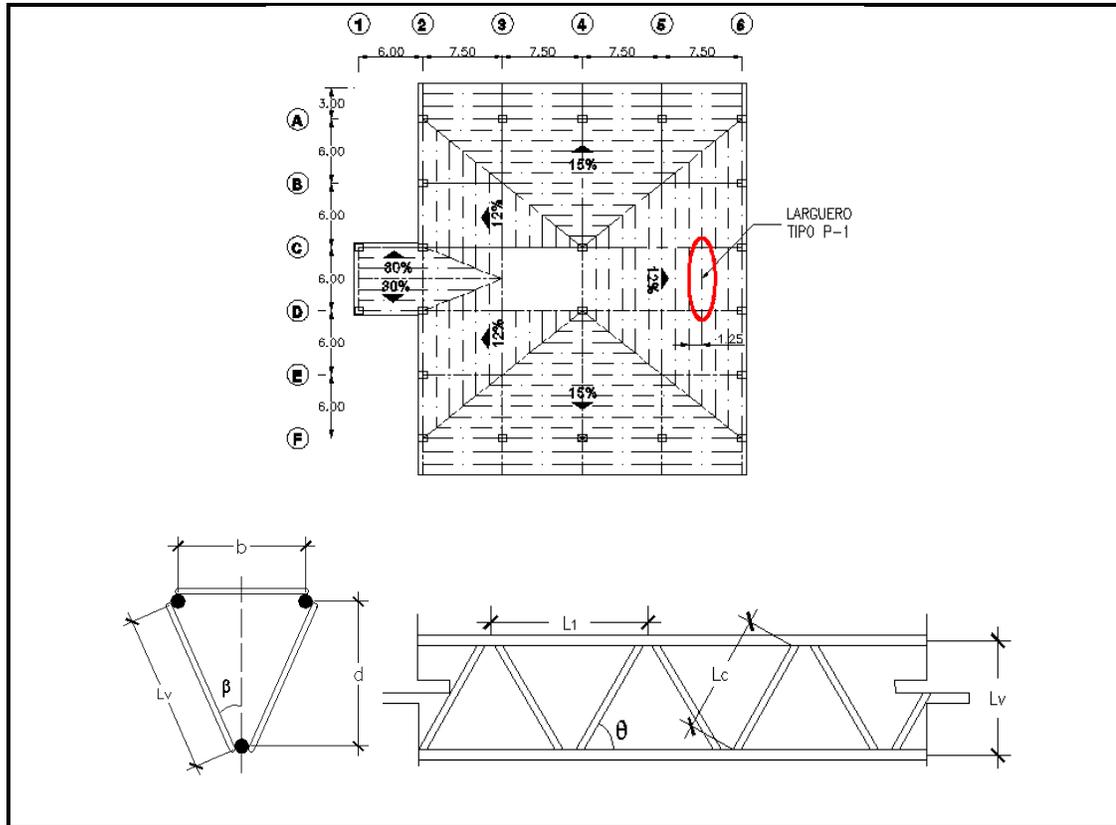


Figura 4.72. Ubicación y dimensiones preliminares del polín tipo P-1.

Las dimensiones principales del polín tipo P-1 se muestran en la figura 4.72. Estas dimensiones son:

- ✓ Peralte de la sección (d): El peralte de la sección es el establecido en la etapa de predimensionamiento de la etapa conceptual:

$$\text{Peralte de la sección} \rightarrow d = 0.25m = 9.84pulg$$

- ✓ Ancho de la sección (b): El ancho de la sección del polín se establece a partir del peralte del polín; con el fin de proporcionar un ancho adecuado se considera un 60% del peralte.

$$\text{Ancho de la sección} \rightarrow b = \frac{3}{5}d = \frac{3}{5}(0.25) = 0.15m = 5.91pulg$$

- ✓ Longitud entre cuerdas en el plano de la celosía lateral ( $L_v$ ): está es la longitud que representa el largo de la celosía en la sección transversal y es la separación de las cuerdas superior e inferior en el plano de la celosía. Se calcula según la geometría de la sección.

$$L_v = \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + d^2} = \sqrt{0.075^2 + 0.25^2} = \mathbf{0.261m = 10.27pulg}$$

- ✓ Longitud de la celosía lateral entre cuerdas ( $L_c$ ): es la longitud de la celosía entre las cuerdas y depende de la inclinación  $\theta$ . Como se describe en el capítulo III es conveniente una inclinación  $\theta$  de 60 grados. De esta manera se calcula por trigonometría:

$$L_c = \frac{L_v}{\text{sen}(\theta)} = \frac{0.261}{\text{sen}60} = \mathbf{0.301m = 11.86pulg}$$

- ✓ Longitud entre dos nudos de la celosía con la cuerda ( $L_1$ ): está es la distancia entre dos puntos consecutivos de la cuerda en los cuales se conectan las cuerdas con la celosía. En éste caso como la inclinación es de 60° la longitud  $L_1$  es igual a la longitud  $L_c$  de la celosía:

$$\text{Longitud entre nudos} \rightarrow L_1 = L_c = \mathbf{0.301m = 11.86pulg}$$

Con la geometría del larguero establecida se procede al cálculo de diseño según la filosofía de factores de carga y resistencia última (**LRFD**) expuesta en el capítulo III.

La lógica a seguir es dimensionar los miembros del larguero, ya que en cada uno domina en el diseño una acción interna diferente. A partir de las consideraciones expuestas en el capítulo III se muestra a continuación el cálculo del diseño del polín tipo P-1. En resumen las acciones internas del polín tipo P-1 para cada evento externo se muestra en la tabla 4.20.

LARGUERO TIPO	ACCIONES INTERNAS	EVENTO EXTERNO (CARGA)			
		MUERTA	VIVA	VIENTO	SISMO
P - 1	$M_{\max}$ (kg.m) =	348.33	177.19	-208.41	0
	$V_{\max}$ (kg) =	185.78	94.50	-111.15	0

### DISEÑO POR FLEXIÓN

Para seguir la filosofía de diseño se deben factorizar las cargas de servicio y combinarlas para generar diferentes condiciones que sean críticas según la **Especificación AISC 2005**. Las combinaciones se muestran a continuación para la acción interna de momento flector.

#### a) Combinaciones de carga

1)	$1.4D$	$1.4(348.33)$	$= 312.10 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
2)	$1.2D + 0.5L$	$1.2(348.33) + 0.5(177.19)$	$= 324.22 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
3)	$1.2D + 1.6L + 0.8W$	$1.2(348.33) + 1.6(177.19) + 0.8(-208.41)$	$= 324.25 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
4)	$1.2D + 1.6W + 0.5L$	$1.2(348.33) + 1.6(-208.41) + 0.5(177.19)$	$= 110.81 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
5)	$1.2D + 1.4E$	$1.2(348.33) + 1.4(0)$	$= 418.00 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
6)	$1.2D - 1.4E$	$1.2(348.33) - 1.4(0)$	$= 418.00 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
7)	$0.9D + 1.6W$	$0.9(348.33) + 1.6(-208.41)$	$= 19.96 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
8)	$0.9D - 1.6W$	$0.9(348.33) - 1.6(-208.41)$	$= 646.95 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
9)	$0.9D + 1.4E$	$0.9(348.33) + 1.4(0)$	$= 313.50 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
10)	$0.9D - 1.4E$	$0.9(348.33) - 1.4(0)$	$= 313.50 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

A partir de las combinaciones anteriores se observa que el momento más desfavorable es el de la combinación 8), por tanto éste será con el que se diseñe las cuerdas del polín. Nótese que no fueron consideradas las combinaciones que contienen la carga de sismo.

$$\underline{\text{Momento último}} = 646.95 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

#### b) Diseño de la cuerda inferior

La cuerda inferior absorbe en forma de tensión el par interno generado por las cargas externas; se considera entonces que la separación de los centroides de las cuerdas es igual al peralte preliminar, por tanto:

$$T_u = C_u = \frac{M_u}{d} = \frac{646.95}{0.25} = 2587.80 \text{ Kg} = 5.71 \text{ Kips}$$

Se consideran barras de acero corrugadas con calidad **ASTM A615**:

$$f_y = 40 \text{ ksi}; f_u = 60 \text{ ksi}$$

Los estados límites de falla a tensión son:

$$\text{Fluencia en el alma: } Ag_1 = \frac{Tu}{\phi_t f_y} = \frac{5.71}{0.9 \times 40} = 0.159 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Ruptura en el area neta: } Ag_2 = \frac{Tu}{\phi_t U f_y} = \frac{5.71}{0.75 \times 90 \times 60} = 0.141 \text{ pulg}^2$$

Por tanto el área requerida para tensión es:  $Ag = 0.159 \text{ pulg}^2$

Se selecciona **una barra corrugada A615 Diámetro 1/2 "** ( $A_g = 0.196 \text{ pulg}^2$ )

#### Revisión de la esbeltez

Se revisa la sección propuesta para soportar tensión en base al radio de giro menor de la sección del miembro y la longitud no arriostrada de éste.

$$r_{min} \geq \frac{L}{300}$$

Según la figura (primera) se observa que la longitud no arriostrada de la cuerda inferior es  $L_1$ . El radio de giro menor de una sección circular se calcula de la siguiente manera:

$$r_{min} = \frac{d}{4} = \frac{(1/2)}{4} = 0.125 \text{ pulg}$$

Además:

$$L = L_1 = 11.86 \text{ pulg}$$

Entonces:

$$\frac{L}{300} = \frac{11.86}{300} = 0.04 \text{ pulg}$$

Se realiza la revisión:

$$0.125 \text{ pulg} \geq 0.04 \text{ pulg} \rightarrow \text{Cumple}$$

### c) Diseño de la cuerda superior

La cuerda superior absorbe en forma de compresión el par interno generado por las cargas externas; se considera entonces que la separación de los centroides de las cuerdas es igual al peralte preliminar, por tanto:

$$T_u = C_u = \frac{M_u}{d} = \frac{646.95}{0.25} = \mathbf{2587.80 \text{ Kg} = 5.71 \text{ Kips}}$$

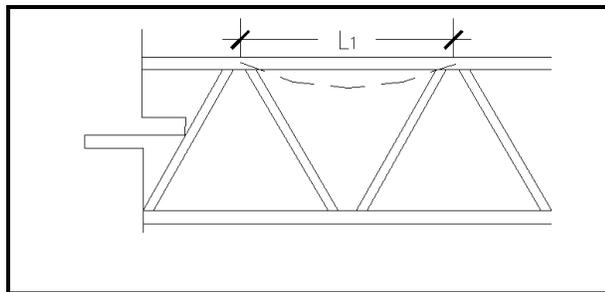
Se consideran barras de acero corrugadas con calidad **ASTM A615**:

$$f_y = 40\text{ksi}; f_u = 60\text{ksi}$$

Para determinar la sección de las barras de la cuerda superior se evalúan las condiciones de pandeo local y pandeo total.

#### Pandeo local

Se revisa la capacidad de una barra de la cuerda superior para soportar compresión y su pandeo lateral con una longitud no soportada igual a la longitud entre dos puntos consecutivos de unión de la cuerda con la celosía ( $L_1$ ).



**Figura 4.73. Pandeo local en polín espacial,  
longitud no arriostrada  $L_1$ .**

Para simplificar el proceso iterativo que resulta del diseño a compresión se considera el esfuerzo de diseño en compresión como:  $\phi_c f_{cr}$  ya que el factor de reducción en compresión es de 0.85 es posible establecer límites para partir de ellos en el diseño. En éste ejemplo se

considera un esfuerzo de diseño en compresión de  $0.6f_y$  para determinar un área tentativa como primera iteración.

$$A_g = \frac{C_u/2}{0.6f_y}$$

Nótese que el valor de  $C_u$  se reduce a la mitad debido a que la cuerda superior se compone de dos barras. Entonces se sustituyen los valores:

$$A_{g_o} = \frac{5.71/2}{0.6 \times 40} = 0.119 \text{ pulg}^2$$

*Se propone con barra diámetro  $\phi = 1/2$  " ( $A_g = 0.196 \text{ pulg}^2$ )*

$$\text{Parámetro de esbeltez} \quad \rightarrow \quad \lambda_c = \frac{kl}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{(1.0 \times 11.86)}{0.125 \times \pi} \sqrt{\frac{40}{29000}} = 1.12 < 1.5$$

$$\text{Esfuerzo crítico} \quad \rightarrow \quad f_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} f_y = (0.658)^{1.12^2} \times 40 = 23.66 \text{ ksi}$$

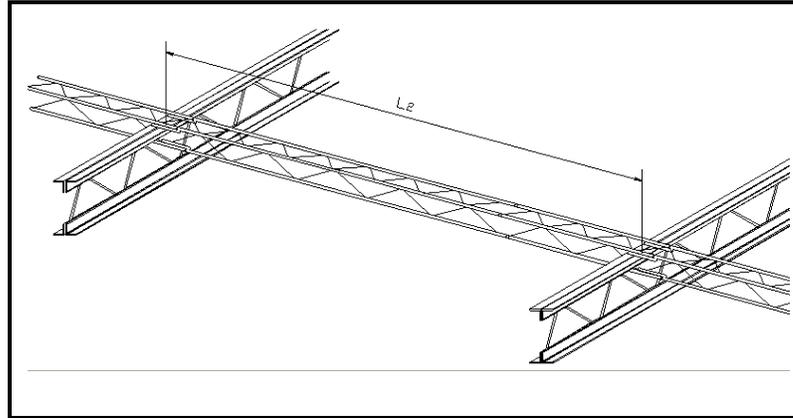
$$\text{Resistencia a la compresión} \quad \rightarrow \quad C_d = \phi f_r A_g = 0.85 \times 22.66 \times 0.196 = 3.94 \text{ Kips}$$

$$\mathbf{C_d > C_u}$$

**3.94 kips > 2.86 kips → Cumple**

#### Pandeo total

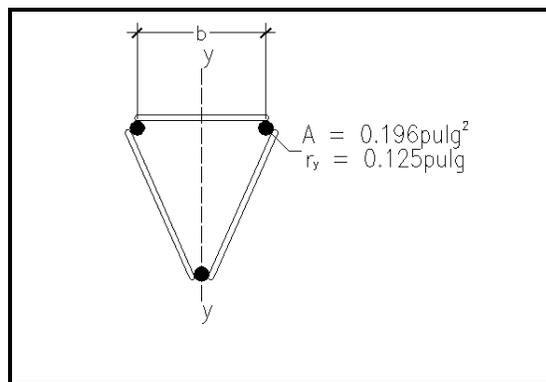
Se revisa la capacidad de las dos barras de la cuerda superior para soportar compresión y su pandeo lateral con una longitud no soportada igual a la separación de las vigas de techo, o a la longitud del larguero ( $L_2$ ). Para esto se necesita el área de las dos barras de la celosía y el radio de giro resultante del arreglo de la sección del polín.



**Figura 4.74. Pandeo total en polín espacial, longitud no arriostrada  $L_2$ .**

De manera que para el conjunto de ambas barras se tiene:

- ✓ Longitud no soportada  $\rightarrow L_2 = 6.0m = 236.22pulg$
- ✓  $A = 2 \times A_0 = 2 \times 0.196 = 0.392pulg^2$
- ✓  $r_y = \bar{r}_y + \frac{b}{2} = 0.125 + 2.95 = 3.08pulg$



**Figura 4.75. Barras de la cuerda superior.**

Se procede con el diseño de la cuerda superior:

$$\text{Parámetro de esbeltez} \rightarrow \lambda_c = \frac{(1.0 \times 236.22)}{(3.08\pi)} \sqrt{\frac{40}{29000}} = 0.91 < 1.5$$

$$\text{Esfuerzo crítico} \rightarrow f_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} f_y = [(0.658)^{0.91^2}] \times (40) = 28.28 \text{ ksi}$$

$$\text{Resistencia} \rightarrow C_d = 0.85 \times 26.42 \times 0.392 = 9.42 \text{ kips}$$

$$C_d > C_u$$

$$9.42 \text{ kips} > 5.71 \text{ kips} \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

Se selecciona **dos barras corrugadas A615 Diámetro 1/2 "** ( $A_g = 0.392 \text{ pulg}^2$ )

### DISEÑO POR CORTANTE

Para seguir la filosofía de diseño se deben factorizar las cargas de servicio y combinarlas para generar diferentes condiciones que sean críticos según la **Especificación AISC 2005**. Las combinaciones se muestran a continuación para la acción interna de fuerza cortante.

#### a) Combinaciones de carga

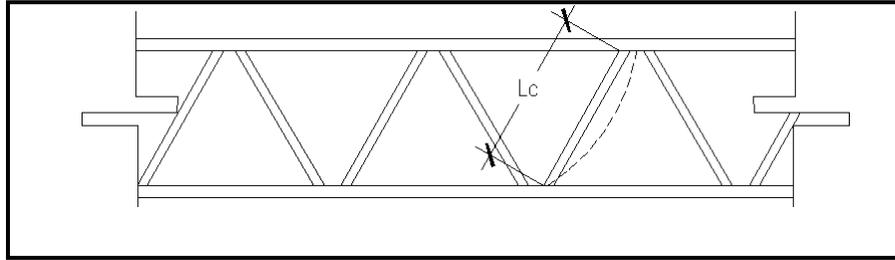
1)	$1.4D$	$1.4(185.78)$	$= 260.09 \text{ Kg}$
2)	$1.2D + 0.5L$	$1.2(185.78) + 0.5(94.50)$	$= 270.19 \text{ Kg}$
3)	$1.2D + 1.6L + 0.8W$	$1.2(185.78) + 1.6(94.50) + 0.8(-111.15)$	$= 285.22 \text{ Kg}$
4)	$1.2D + 1.6W + 0.5L$	$1.2(185.78) + 1.6(-111.15) + 0.5(94.50)$	$= 92.35 \text{ Kg}$
5)	$1.2D + 1.4E$	$1.2(185.78) + 1.4(0)$	$= 222.94 \text{ Kg}$
6)	$1.2D - 1.4E$	$1.2(185.78) - 1.4(0)$	$= 222.94 \text{ Kg}$
7)	$0.9D + 1.6W$	$0.9(185.78) + 1.6(-111.15)$	$= 10.64 \text{ Kg}$
8)	$0.9D - 1.6W$	$0.9(185.78) - 1.6(-111.15)$	$= 345.04 \text{ Kg}$
9)	$0.9D + 1.4E$	$0.9(185.78) + 1.4(0)$	$= 167.20 \text{ Kg}$
10)	$0.9D - 1.4E$	$0.9(185.78) - 1.4(0)$	$= 167.20 \text{ Kg}$

A partir de las combinaciones anteriores se observa que la fuerza cortante más desfavorable es el de la combinación 8), por tanto éste será con el que se diseñe la celosía lateral del polín. Nótese que no fueron consideradas las combinaciones que contienen la carga de sismo.

$$\underline{Cortante \text{ \u00faltimo} = 285.22 \text{ Kg} = 0.629 \text{ kips}}$$

#### b) Dise\u00f1o de la celos\u00eda lateral

La celos\u00eda lateral se dise\u00f1a como elemento en compresi\u00f3n, la cual es producida por el efecto de la fuerza cortante sobre ella y se transmite a los elementos de apoyo (vigas de techo). En esta condici\u00f3n se eval\u00faa el pandeo de un tramo de celos\u00eda entre las cuerdas superior e inferior, cuya longitud no arriostrada es ( $L_c$ ).



**Figura 4.76. Pandeo de la celosía lateral.**

Según lo expuesto en el capítulo III la fuerza cortante que absorbe la celosía lateral del polín espacial se reparte en las dos celosías laterales, según la disposición de éstas y del respectivo análisis espacial resulta:

$$C_u = \frac{V_u}{2 \cos \beta \operatorname{Sen} \theta} = \frac{0.629}{2 \cos (16.82) \operatorname{Sen} (60)}$$

$$C_u = 0.379 \text{ kips}$$

Se calcula aproximadamente el área requerida según la sollicitación sobre la celosía:

$$A_{go} = \frac{0.379}{0.6 \times 40} = 0.016 \text{ pulg}^2$$

Se revisa con barra diámetro  $\phi = 3/8"$

$$(A = 0.11 \text{ pulg}^2)$$

$$(r = 0.0938 \text{ pulg})$$

$$\text{Parámetro de esbeltez} \rightarrow \lambda_c = \frac{(1.0 \times 11.86)}{0.0938 \pi} \sqrt{\frac{40}{29000}} = 1.51 > 1.5$$

$$\text{Esfuerzo crítico} \rightarrow f_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} f_y = \frac{0.877 \times 40}{(1.51)^2} = 15.60 \text{ ksi}$$

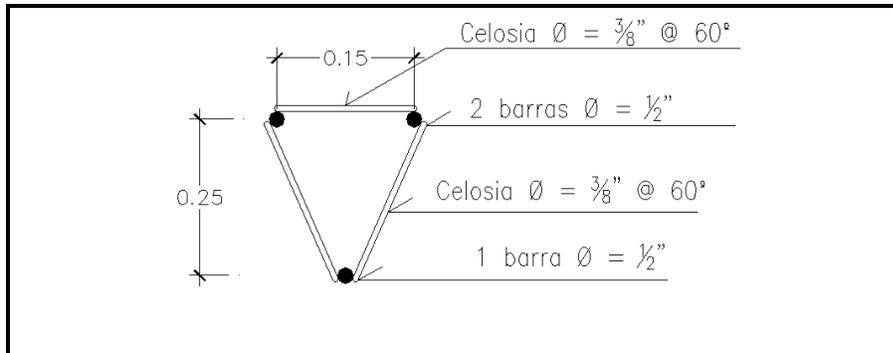
$$\text{Resistencia a compresión} \rightarrow C_d = 0.85 \times 15.60 \times 0.11 = 1.46 \text{ kips}$$

$$C_d = 1.46 \text{ kips} > C_u = 0.379 \text{ kips} \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

Se selecciona una barra corrugada A615 Diámetro 3/8" ( $A_g = 0.049 \text{ pulg}^2$ )

**DETALLE DE LARGUERO**

A continuación se muestra el detalle del polín P-1.



**Figura 4.77. Detalle del larguero tipo P-1.**

**Larguero tipo P-2 y P-3**

El mismo procedimiento se lleva a cabo para establecer el detalle de los largueros tipo P-2 y P-3, los cuales se muestran en el esquema de la figura 4.78. Para mayores detalles del diseño ver Anexo 4.3.

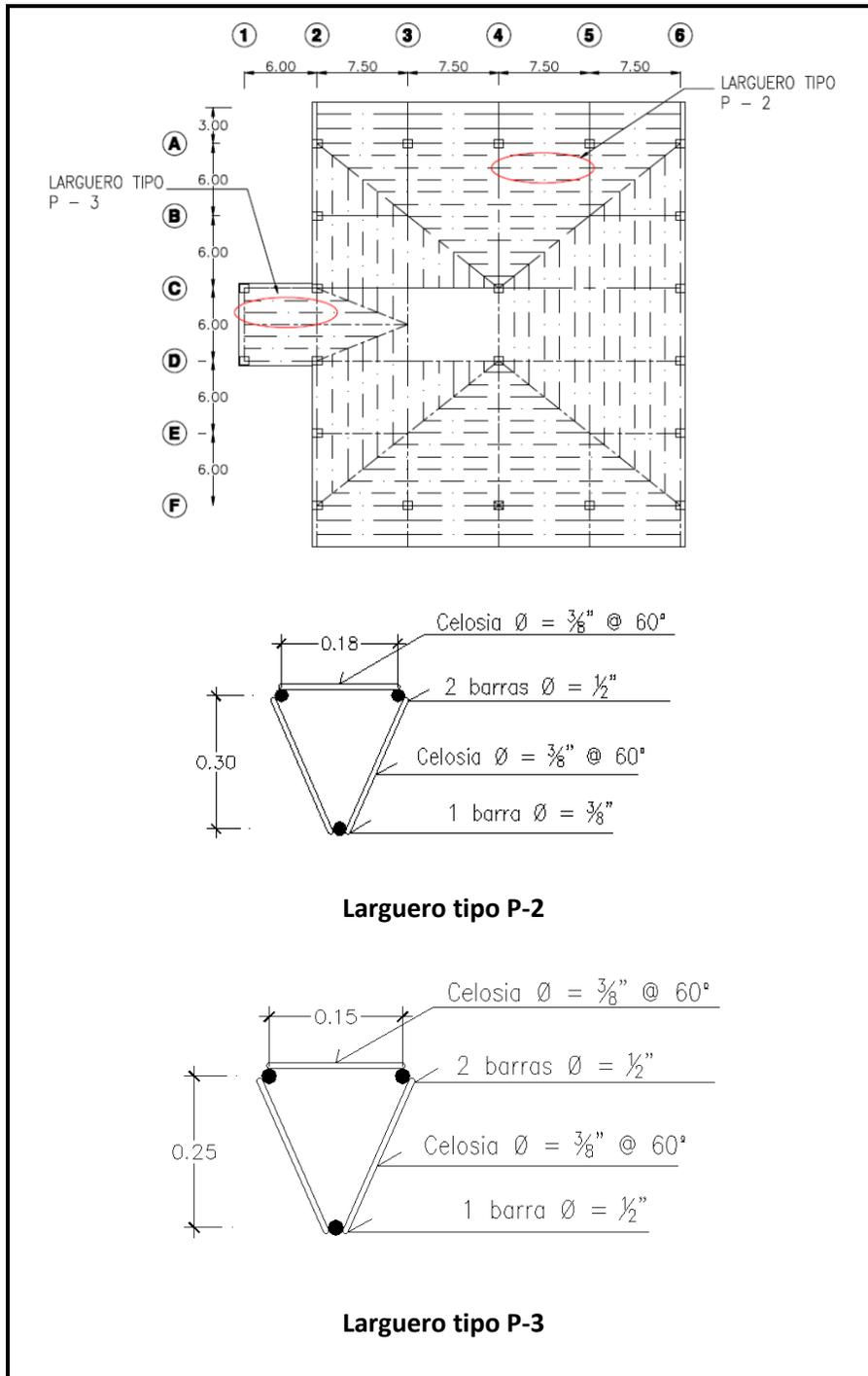


Figura 4.78. Ubicación y detalle estructural de largueros tipo P-2 y P-3.

#### 4.4.2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS PRIMARIOS

Los elementos primarios en éste ejemplo son vigas de alma abierta y armaduras, tal y como se ha definido en la etapa conceptual. La secuencia para el diseño de estos elementos es similar al de los largueros en cuanto al dimensionamiento de los miembros que componen los elementos. A continuación se detallan los cálculos correspondientes al dimensionamiento de las vigas de alma abierta (VM-1, VM-2 y VM-3) y la armadura (T-1).

##### Viga tipo VM-1

##### UBICACIÓN Y GEOMETRIA DEL ELEMENTO

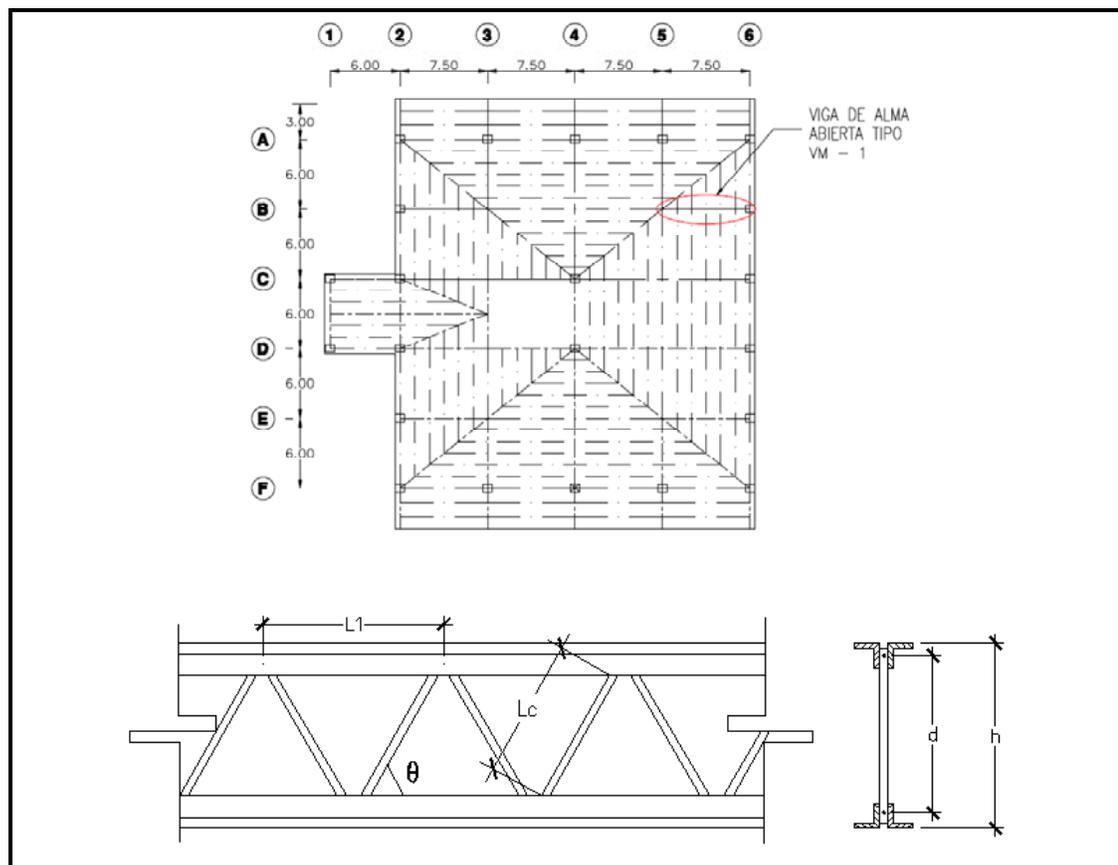


Figura 4.79. Dimensiones preliminares de la viga VM-1.

Antes de iniciar por completo con los cálculos para el diseño de la viga tipo VM-1 definida en la etapa conceptual es conveniente realizar serie de cálculos geométricos para definir las dimensiones generales del elemento en base al predimensionamiento efectuado dicha etapa;

éstas dimensiones sirven posteriormente para las ecuaciones de diseño, especialmente para definir longitudes no arriostradas los miembros a compresión.

Las dimensiones principales de la viga VM-1 se muestran en la figura 4.79. Estas dimensiones son:

- ✓ Altura de la sección (h): La altura de la sección es establecida en la etapa de predimensionamiento de la etapa conceptual:

$$\text{Altura de la sección} \rightarrow h = \mathbf{0.30m = 11.81pulg}$$

- ✓ Peralte efectivo de la sección (d): El peralte de la sección de la viga se considera que una pulgada menor que la altura total, esto representa la separación entre los centroides de la cuerda superior e inferior:

$$\text{Peralte de la sección} \rightarrow d = h - 1" = 11.81pulg - 1pulg = \mathbf{10.81pulg = 0.275m}$$

- ✓ Longitud de la celosía entre cuerdas (Lc): es la longitud de la celosía entre las cuerdas y depende de la inclinación  $\theta$ . Como se describe en el capítulo III es conveniente una inclinación  $\theta$  de 60 grados. De esta manera se calcula por trigonometría:

$$L_c = \frac{d}{\text{sen}(\theta)} = \frac{10.81}{\text{sen}60} = \mathbf{12.27pulg = 0.312m}$$

- ✓ Longitud entre dos nudos de la celosía con la cuerda (L<sub>1</sub>): está es la distancia entre dos puntos consecutivos de la cuerda en los cuales se conectan las cuerdas con la celosía. En éste caso como la inclinación es de 60° la longitud L<sub>1</sub> es igual a la longitud L<sub>c</sub> de la celosía:

$$\text{Longitud entre nudos} \rightarrow L_1 = L_c = \mathbf{0.312m = 12.27pulg}$$

Con la geometría la viga establecida se procede al cálculo de diseño según la filosofía de factores de carga y resistencia última (**LRFD**) expuesta en el capítulo III.

La lógica a seguir es dimensionar los miembros de la viga, ya que en cada uno domina en el diseño una acción interna diferente. A partir de las consideraciones expuestas en el capítulo III se muestra a continuación el cálculo del diseño de la viga VM-1; seguidamente se calculan de manera similar las vigas VM-2 y VM-3.

Las acciones internas en la viga tipo VM -1 se retoman de la etapa anterior y se resumen en la siguiente tabla.

RESUMEN DE ACCIONES INTERNAS			
Acción o evento externo	Momento flector (kg.m)	Fuerza Normal (kg)	Fuerza Cortante (kg)
Muerta (D)	1380.49	-78.45	653.79
Viva (L)	744.77	-41.91	349.26
Viento (W)	-755.89	-47.71	-358.25
Sismo (E)	35.95	499.69	34.52

### DISEÑO POR FLEXIÓN

Para seguir la filosofía de diseño se deben factorizar las cargas de servicio y combinarlas para generar diferentes condiciones que sean críticas según la **Especificación AISC 2005**. Las combinaciones se muestran a continuación para la acción interna de momento flector.

#### a) Combinaciones de carga

1)	$1.4D$	$1.4(1380.49)$	$= 1932.69 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
2)	$1.2D + 0.5L$	$1.2(1380.49) + 0.5(744.77)$	$= 2028.97 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
3)	$1.2D + 1.6L + 0.8W$	$1.2(1380.49) + 1.6(744.77) + 0.8(-755.89)$	$= 2243.51 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
4)	$1.2D + 1.6W + 0.5L$	$1.2(1380.49) + 1.6(-755.89) + 0.5(744.77)$	$= 819.55 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
5)	$1.2D + 1.4E$	$1.2(1380.49) + 1.4(35.95)$	$= 1706.92 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
6)	$1.2D - 1.4E$	$1.2(1380.49) - 1.4(35.95)$	$= 1606.26 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
7)	$0.9D + 1.6W$	$0.9(1380.49) + 1.6(-755.89)$	$= 33.02 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
8)	$0.9D - 1.6W$	$0.9(1380.49) - 1.6(-755.89)$	$= 2451.87 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
9)	$0.9D + 1.4E$	$0.9(1380.49) + 1.4(35.95)$	$= 1292.77 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
10)	$0.9D - 1.4E$	$0.9(1380.49) - 1.4(35.95)$	$= 1192.11 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

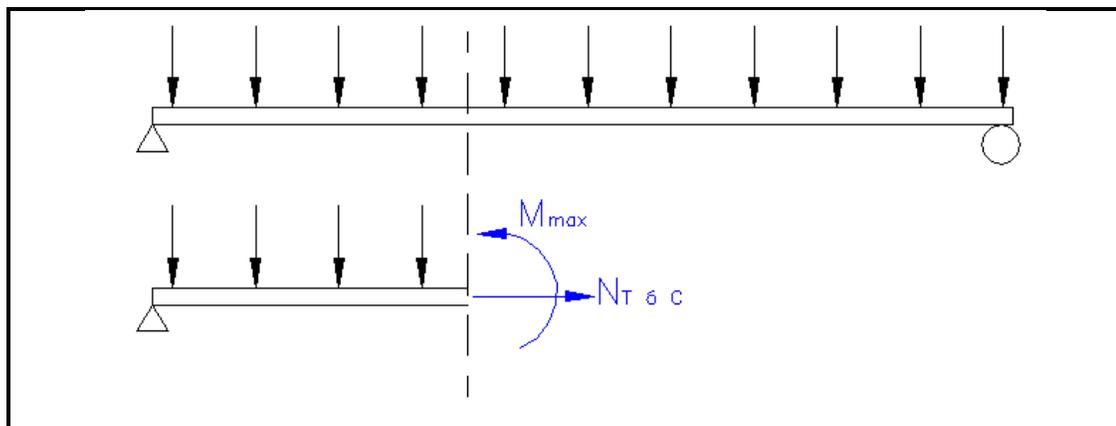
A partir de las combinaciones anteriores se observa que el momento más desfavorable es el de la combinación 8), por tanto éste será con el que se diseñe las cuerdas del polín. Nótese que no fueron consideradas las combinaciones que contienen la carga de sismo.

$$\text{Momento último} \quad M_u = 2451.87 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

El momento flector calculado produce efectos de carga axial en las cuerdas superior e inferior de la viga de alma abierta; como se observa de los resultados obtenidos en el análisis de acciones internas es posible adicionarle las cargas axiales generadas en la viga al momento flector, para esto se debe establecer si en el diseño del miembro domina la tensión o la compresión axial.

$$T_u = C_u = M_u/d + N_{T \text{ ó } C}$$

Se considera que la cuerda superior está sometida principalmente a compresión y la cuerda inferior a tensión, por tanto se calcula la máxima combinación de carga axial generada en la sección crítica en la cual se da el máximo momento flector (ver figura 4.80).



**Figura 4.80. Fuerza normal a tensión (T) o compresión (C) en la sección de momento máximo.**

La carga axial debida al momento en las cuerdas de la viga es:

$$T_u = C_u = M_u/d = \frac{2451.87}{0.27} = \mathbf{9081.0 \text{ Kg} = 20.02 \text{ kips}}$$

A éste valor de carga axial se le debe sumar la carga generada de las acciones internas anteriormente calculadas en la combinación de carga más desfavorable en el diseño a flexión. Retomando algunos resultados anteriores se genera la tabla 4.21 que contiene las cargas axiales ya sea de compresión o tensión producidas por las cargas externas en la sección de momento flector máximo de la viga VM-1.

CARGAS AXIALES EN VM -1		
Carga	Tensión (kg)	Compresión (kg)
Muerta	18.94	10.28
Viva	9.88	5.88
Viento	-	47.71
Sismo	295.17	-

Debido a que se toma la misma combinación de carga más desfavorable en flexión la carga axial a tensión a considerar es:

$$0.9D - 1.6W = 0.9(18.94) + 1.6(0) = \mathbf{17.05kg}$$

La carga en compresión es:

$$0.9D - 1.6W = 0.9(10.28) - 1.6(-47.71) = \mathbf{85.59kg}$$

El porcentaje en aumento de carga axial en la celosía superior es:

$$\Delta Cu = \frac{85.59}{9081.0} = 0.0094 = \mathbf{0.94\%}$$

Éste porcentaje de aumento de carga axial a compresión (y obviamente el de tensión), es muy bajo como para incidir significativamente en los cálculos de diseño, por tanto se desprecia el aumento de la carga axial generada en las cuerdas debido al efecto de las cargas externas.

Con las consideraciones ya establecidas se procede al dimensionamiento de las cuerdas de la viga de alma abierta VM-1.

#### **b) Diseño de la cuerda inferior**

La cuerda inferior absorbe principalmente las cargas en tensión, por tanto se diseña bajo el dominio de los estados límites de falla a tensión de fluencia en el área total y fractura en el área neta.

Se consideran pares de perfiles angulares con calidad **ASTM A36**:

$$f_y = 36 \text{ ksi}; f_u = 58 \text{ ksi}$$

Los estados límites de falla a tensión son:

– Fluencia en el área total:  $Ag_1 = \frac{T_u}{0.9f_y} = \frac{20.02}{0.9 \times 36} = \mathbf{0.618 \text{ pulg}^2}$

– Ruptura en el área neta:  $Ag_2 = \frac{T_u}{0.75 \times 0.9f_u} = \frac{20.02}{0.75 \times 0.9 \times 58} = \mathbf{0.539 \text{ pulg}^2}$

Por tanto el área requerida para tensión es:  $Ag = 0.629 \text{ pulg}^2$

Se selecciona **dos perfiles angulares A36 2L 1 1/2 x 1 1/2 " x 1/8 "** ( $Ag = \mathbf{0.718 \text{ pulg}^2}$ )

#### Revisión de la esbeltez

Se revisa la sección propuesta para soportar tensión en base al radio de giro menor de la sección del miembro y la longitud no arriostrada de éste.

$$r_{min} \geq \frac{L}{300}$$

Según la figura 4.94 se observa que la longitud no arriostrada de la cuerda inferior es  $L_1$ . El radio de giro menor de los dos perfiles angulares alrededor de su eje mayor se obtiene de tablas del anexo 2.2.

Radio de giro menor  $\rightarrow r_{min} = \mathbf{0.465 \text{ pulg}}$

Longitud no arriostrada  $\rightarrow L = L_1 = 12.27 \text{ pulg}$  (dist. entre nudos)

Entonces:

$$\frac{L}{300} = \frac{12.27}{300} = \mathbf{0.041}$$

Realizando la comparación se obtiene:

$$0.465 \text{ pulg} > 0.041 \text{ pulg} \rightarrow \mathbf{Cumple!!!}$$

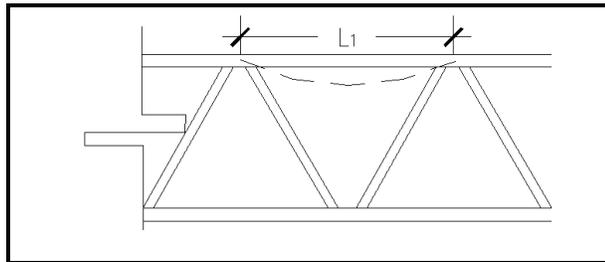
#### **c) Diseño de la cuerda superior**

La cuerda inferior absorbe principalmente las cargas en compresión, por tanto se diseña bajo las condiciones de pandeo local y total de la cuerda en las longitudes no soportadas correspondientes.

Se consideran pares de perfiles angulares con calidad **ASTM A36**:

$$f_y = 36 \text{ ksi}; f_u = 58 \text{ ksi}$$

Se revisa la capacidad de la cuerda superior para soportar compresión y su pandeo lateral con una longitud no soportada igual a la longitud entre dos puntos consecutivos de unión de la cuerda con la celosía ( $L_1$ ).



**Figura 4.81. Pandeo local en viga de alma abierta, longitud no arriostrada  $L_1$ .**

De manera similar que en los largueros tipo polín espacial, para simplificar el proceso iterativo que resulta del diseño a compresión se considera el esfuerzo de diseño en compresión como:  $\phi_c f_{cr}$  ya que el factor de reducción en compresión es de 0.85 es posible establecer límites para partir de ellos en el diseño. En éste ejemplo se considera un esfuerzo de diseño en compresión de  $0.6f_y$  para determinar un área tentativa como primera iteración.

$$A_{g0} = \frac{C_u}{0.6 \times f_y} = \frac{20.02}{0.6 \times 36} = 0.927 \text{ pulg}^2$$

Se revisa con un par de perfiles **L 2" × 2" × 1/8"** cuyas propiedades de la sección se encuentran en las tablas del anexo 2.2:

- ✓  $A_g = 0.96 \text{ pulg}^2$
- ✓  $r_x = 0.626 \text{ pulg}$

✓  $r_y = 0.965$  pulg (Considerando celosía diámetro  $\phi = 3/8$ " )

Se revisa la condición de pandeo local con el radio de giro alrededor del eje mayor ( $r_x$ ), utilizando las ecuaciones de diseño se obtiene:

$$\text{Parámetro de esbeltez} \quad \rightarrow \quad \lambda_c = \frac{kL_1}{r_x \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1.0 \times 12.27}{0.626\pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.22 < 1.5$$

$$\text{Esfuerzo crítico} \quad \rightarrow \quad f_{cr} = (0.658)^{f_c^2} f_y = (0.658)^{0.22^2} \times 36 = 35.28 \text{ ksi}$$

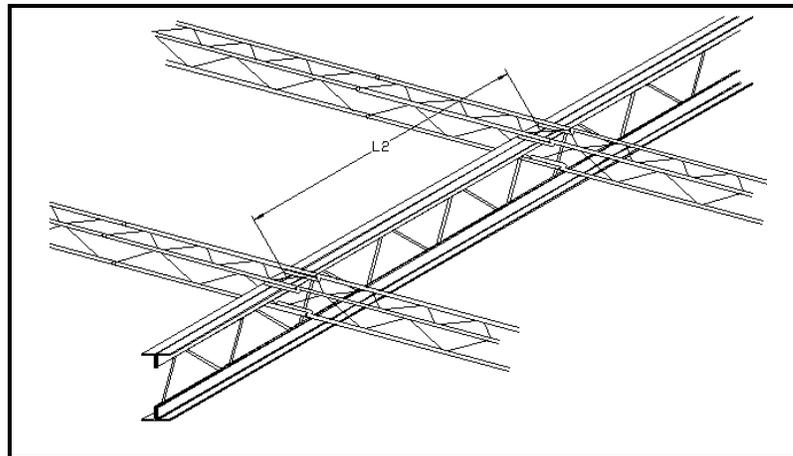
$$\text{Resistencia a la compresión} \quad \rightarrow \quad C_d = \phi f_{cr} A_g = 0.85 \times 35.28 \times 0.96 = 28.79 \text{ kips}$$

$$C_d > C_u$$

**28.79 kips > 20.02 kips → Cumple!!!**

#### Pandeo total

Se revisa la capacidad de la cuerda superior para soportar compresión y su pandeo lateral con una longitud no soportada igual a la separación de los largueros. El radio de giro a utilizar es el del eje menor de la sección resultante de la unión de los dos perfiles angulares ( $r_y$ ).



**Figura 4.82. Pandeo total en viga de alma abierta, longitud no arriostrada  $L_2$ .**

Utilizando las ecuaciones de diseño se obtiene:

$$\text{Parámetro de esbeltez} \quad \rightarrow \quad \lambda_c = \frac{kL_2}{r_y \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1.0 \times 49.61}{0.965 \times \pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.58 < 1.5$$

$$\text{Esfuerzo crítico} \quad \rightarrow \quad f_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} f_y = (0.658)^{0.58^2} \times 36 = 31.32 \text{ ksi}$$

$$\text{Resistencia a la compresión} \quad \rightarrow \quad C_d = 0.85 \times 31.32 \times 0.96 = 25.56 \text{ kips}$$

$$C_d > C_u$$

$$25.56 \text{ kips} > 20.02 \text{ kips} \rightarrow \text{OK!!!}$$

Por tanto se utilizan un par de perfiles angulares: **2L 2" x 2" x 1/8 "**

### **DISEÑO POR CORTANTE**

Para seguir la filosofía de diseño se deben factorizar las cargas de servicio y combinarlas para generar diferentes condiciones que sean críticos según la **Especificación AISC 2005**. Las combinaciones se muestran a continuación para la acción interna de fuerza cortante correspondiente a la viga VM-1.

#### **a) Combinaciones de carga**

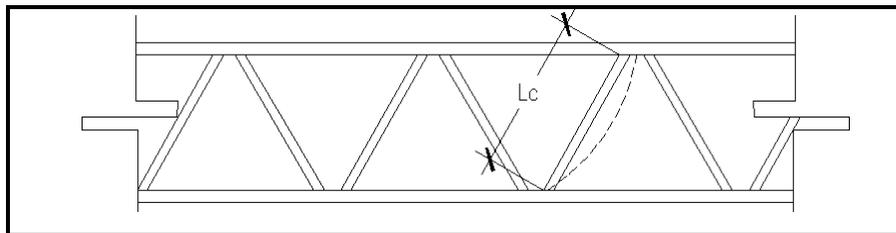
1)	1.4D	1.4(653.79)	= 915.31 Kg
2)	1.2D + 0.5L	1.2(653.79) + 0.5(349.26)	= 959.18 Kg
3)	1.2D + 1.6L + 0.8W	1.2(653.79) + 1.6(349.26) + 0.8(-358.25)	= 1056.76Kg
4)	1.2D + 1.6W + 0.5L	1.2(653.79) + 1.6(-358.25) + 0.5(349.26)	= 358.98Kg
5)	1.2D + 1.4E	1.2(653.79) + 1.4(34.52)	= 832.88Kg
6)	1.2D - 1.4E	1.2(653.79) - 1.4(34.52)	= 736.22Kg
7)	0.9D + 1.6W	0.9(653.79) + 1.6(-358.25)	= 15.21Kg
8)	0.9D - 1.6W	0.9(653.79) - 1.6(-358.25)	= 1161.61Kg
9)	0.9D + 1.4E	0.9(653.79) + 1.4(34.52)	= 636.74Kg
10)	0.9D - 1.4E	0.9(653.79) - 1.4(34.52)	= 540.08Kg

A partir de las combinaciones anteriores se observa que la fuerza cortante más desfavorable es el de la combinación 8), por tanto éste será con el que se diseñe la celosía de la viga.

$$\underline{Cortante \acute{u}ltimo = 1161.61Kg = 2.561kips}$$

**b) Diseño de la celosía**

La celosía se diseña como elemento en compresión, la cual es producida por el efecto de la fuerza cortante sobre ella y se transmite a los elementos de apoyo. En esta condición se evalúa el pandeo de un tramo de celosía entre las cuerdas superior e inferior, cuya longitud no arriostrada es ( $L_c$ ).



**Figura 4.83. Pandeo de la celosía.**

Según lo expuesto en el capítulo III la fuerza cortante que absorbe la celosía en forma de fuerza axial de compresión es:

$$C_u = \frac{V_u}{\text{Sen}\theta} = \frac{2.561}{\text{Sen}(60)}$$

$$C_u = 2.956 \text{ kips}$$

Según la separación de perfiles angulares considerada en la cuerda superior se revisa la sección de una barra corrugada grado 40 calidad **ASTM A 615**:

Se revisa con barra diámetro  $\phi = 3/8"$

$$(A = 0.11 \text{ pulg}^2)$$

$$(r = 0.09375 \text{ pulg})$$

$$\text{Parámetro de esbeltez} \rightarrow \lambda_c = \frac{(1.0 \times 12.27)}{0.09375 \pi} \sqrt{\frac{40}{29000}} = 1.55 < 1.5$$

$$\text{Esfuerzo crítico} \rightarrow f_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} f_y = (0.658)^{1.55^2} \times 40 = 14.60 \text{ ksi}$$

$$\text{Resistencia a compresión} \rightarrow C_d = \phi f_{cr} A_g = 0.85 \times 14.60 \times 0.11 = 1.37 \text{ kips}$$

$$C_d < C_u$$

$$1.37 \text{ kips} < 2.96 \text{ kips} \rightarrow \text{No Cumple!!!}$$

La barra de diámetro de 3/8 pulg. no cumple con la condición de pandeo bajo carga axial de compresión, se propone entonces utilizar un diámetro mayor, esto implica un aumento en la capacidad a la compresión de la cuerda superior y no se considera necesario re calcular dicha resistencia.

Se revisa con barra diámetro  $\phi = 1/2''$

$$(A = 0.196 \text{ pulg}^2)$$

$$(r = 0.125 \text{ pulg})$$

$$\text{Parámetro de esbeltez} \rightarrow \lambda_c = \frac{(1.0 \times 12.27)}{0.125 \pi} \sqrt{\frac{40}{29000}} = 1.16 < 1.5$$

$$\text{Esfuerzo crítico} \rightarrow f_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} f_y = (0.658)^{1.16^2} \times 40 = 22.78 \text{ ksi}$$

$$\text{Resistencia a compresión} \rightarrow C_d = \phi f_{cr} A_g = 0.85 \times 22.78 \times 0.196 = 3.79 \text{ kips}$$

$$C_d > C_u$$

$$3.79 \text{ kips} > 2.96 \text{ kips} \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

Se selecciona una barra corrugada A615 Diámetro 1/2 " ( $A = 0.196 \text{ pulg}^2$ )

### Detalle de la viga de alma abierta VM-1

A continuación se muestra el detalle de la viga tipo VM-1.

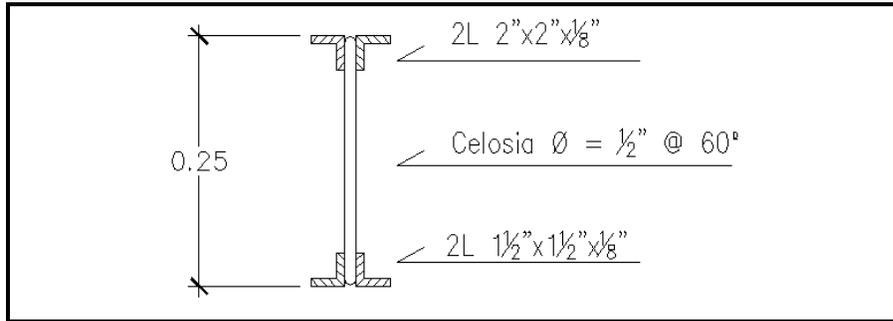


Figura 4.84. Detalle de viga tipo VM-1.

**Vigas tipo VM-2 y VM-3**

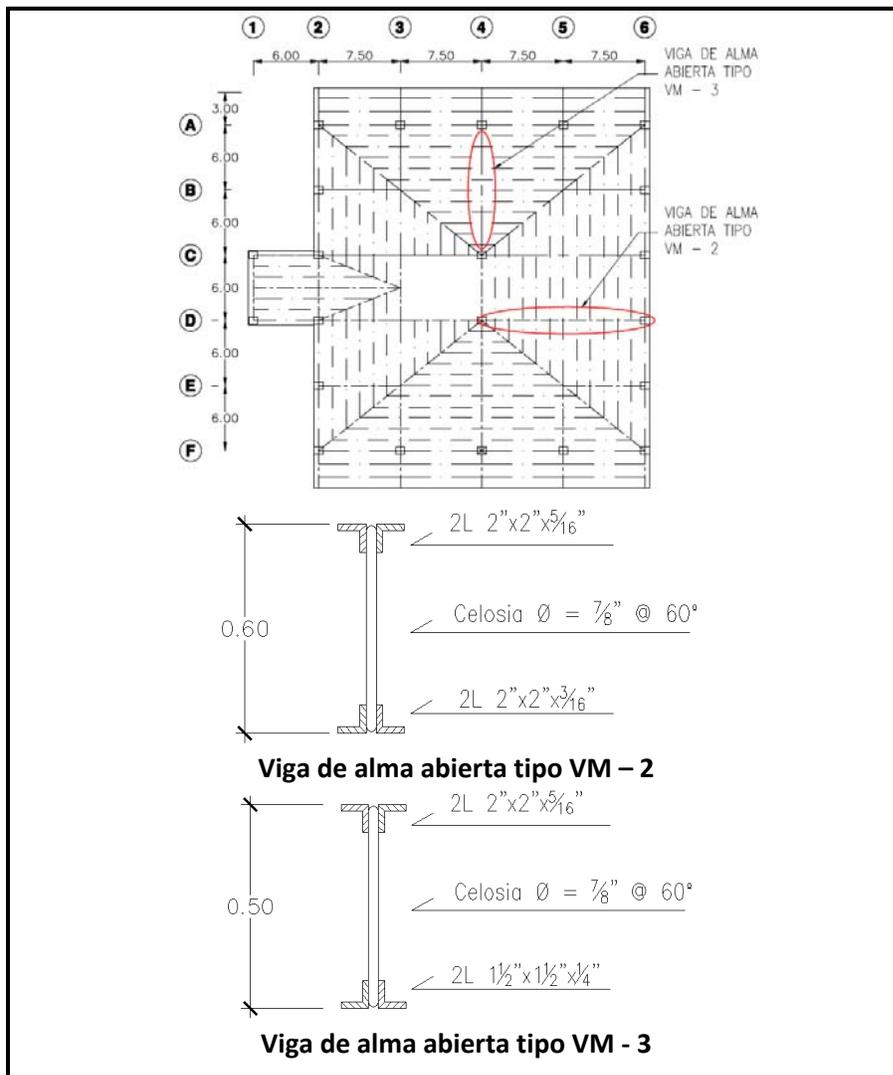


Figura 4.85. Detalles estructurales de viga tipo VM-1.

Similarmente se realiza el diseño de las viga de alma abierta tipo VM-2 y VM -3, para las cuales se muestran las secciones resultantes en la figura 4.85. Para mayores detalles del diseño de estos elementos ver el anexo 4.4.

### **DISEÑO DE LA ARMADURA**

Las acciones internas en los miembros de la armadura fueron obtenidas anteriormente y se utilizan para realizar las diferentes combinaciones de carga a continuación.

#### **Combinaciones de carga**

Con las cargas obtenidas en la etapa de análisis de las acciones internas de los elementos, se realizan las combinaciones de carga para cada uno de los elementos que componen la armadura, a continuación se muestra esta etapa de cálculo de las combinaciones de carga en base a lo expuesto en el apartado 3.4.2.2.

#### **Barra AC**

Elemento sometido a cargas muerta, viva, de viento y sísmica como se muestra a continuación, es importante tomar en cuenta la convención de signos con la cual se ha desarrollado el análisis, la compresión con signo negativo y la tensión con signo positivo, debido a que en la combinación de cargas influye la dirección en que esta aplicada la fuerza.

$$D = 20,113.48 \text{ Kg } (C) = -20,113.98 \text{ Kg} \quad (\text{Carga Muerta})$$

$$L_r = 8,767.63 \text{ Kg } (C) = -8,767.63 \text{ Kg} \quad (\text{Carga Muerta})$$

$$W = 10,691.48 \text{ Kg } (T) = 10,691.48 \text{ Kg} \quad (\text{Carga Muerta})$$

$$S = 1650.52 \text{ Kg } (T) = 1,650.52 \text{ Kg} \quad (\text{Carga Muerta})$$

1.  $1.4D$

$$= 1.4(-20,113.98) = -28,159.57 \text{ Kg} = 28,159.57 \text{ Kg } (C)$$

2.  $1.2D + 0.5L_r$

$$= 1.2(-20,113.98) + 0.5(-8,767.63) = -28,520.59 \text{ Kg} = 28,520.59 \text{ Kg } (C)$$

3.  $1.2D + 1.6L_r + 0.8W$

$$= 1.2(-20,113.98) + 1.6(-8,767.63) + 0.8(10,691.48) = -29,611.80 \text{ Kg}$$

$$= 29,611.80 \text{ Kg (C)}$$

4.  $1.2D + 1.6W + 0.5L_r$

$$= 1.2(-20,113.98) + 1.6(10,691.48) + 0.5(-8,767.63) = -11,414.22 \text{ Kg}$$

$$= 11,414.22 \text{ Kg (C)}$$

5.  $1.2D \pm 1.0E$

a)  $1.2D + 1.0E$

$$= 1.2(-20,113.98) + 1.0(1,650.52) = -22,486.26 \text{ Kg} = 22,486.26 \text{ Kg (C)}$$

b)  $1.2D - 1.0E$

$$= 1.2(-20,113.98) - 1.0(1,650.52) = -25,787.30 \text{ Kg} = 25,787.30 \text{ Kg (C)}$$

6.  $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

En esta combinación utilizaremos la mayor de las cargas entre W y E, en éste caso es la carga de viento (W)

a)  $0.9D + 1.6W$

$$= 0.9(-20,113.98) + 1.6(10,691.48) = -996.21 \text{ Kg} = 996.21 \text{ Kg (C)}$$

a)  $0.9D - 1.6W$

$$= 0.9(-20,113.98) - 1.6(10,691.48) = -35,208.95 \text{ Kg} = 35,208.95 \text{ Kg (C)}$$

Para los datos mostrados anteriormente, es posible realizar su cálculo con la ayuda de una tabla en donde se tomen en cuenta todas las combinaciones de carga que se pueden generar en los elementos que componen la armadura, en la tabla 4.30 donde se muestra un resumen de todas las cargas a las que está sometido cada elemento, se ordena en el orden que se analizan los nudos de derecha a izquierda según el esquema, en la tabla que se muestra a continuación (tabla 4.22) se ordenan los elementos en función de su orientación relativa en la armadura, es decir, si son verticales (montantes en compresión o tirantes en tensión), cuerda inferior o superior o diagonales, y también se muestran todas las posibles combinaciones de carga que pueden existir en cada uno de los componentes de la armadura.

Tabla 4.22. Combinaciones de carga

Elemento	1.4D	1.2D + 0.5Lr	1.2D + 1.6Lr + 0.8W	1.2D + 1.6W + 0.5Lr	1.2D + 1.4E	1.2D - 1.4E	0.9D + 1.6W	0.9D - 1.6W	0.9D + 1.4E	0.9D - 1.4E	Orientación
No.	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	
XY	-6390.65	-6384.68	-6545.91	-2716.42	-5693.38	-5262.02	-440.02	-7776.53	-4323.96	-3892.59	VERTICAL
VW	-2589.72	-2624.81	-2709.77	-1012.51	-2307.16	-2132.36	-52.52	-3277.12	-1752.22	-1577.42	VERTICAL
TU	-2764.68	-2802.78	-2895.96	-1083.69	-2463.03	-2276.41	-58.20	-3496.38	-1870.60	-1683.98	VERTICAL
RS	-2902.16	-2943.48	-3046.46	-1143.39	-2585.51	-2389.62	-65.58	-3665.77	-1963.62	-1767.73	VERTICAL
PQ	-3007.17	-3052.14	-3167.14	-1194.07	-2679.06	-2476.09	-75.12	-3791.25	-2034.67	-1831.70	VERTICAL
NO	-3087.66	-3136.97	-3267.27	-1239.76	-2750.77	-2542.36	-87.71	-3882.14	-2089.13	-1880.72	VERTICAL
LM	-3156.80	-3211.70	-3362.26	-1287.03	-2812.37	-2599.29	-104.70	-3954.05	-2135.91	-1922.83	VERTICAL
JK	-534.58	-537.79	-539.62	-191.31	-476.25	-440.16	2.82	-690.14	-361.70	-325.61	VERTICAL
HI	-572.75	-576.20	-578.18	-204.97	-510.27	-471.60	3.03	-739.43	-387.53	-348.87	VERTICAL
FG	-560.01	-563.34	-565.17	-200.35	-498.91	-461.11	2.98	-723.00	-378.91	-341.11	VERTICAL
DE	-496.36	-499.30	-500.91	-177.56	-442.21	-408.69	2.66	-640.83	-335.84	-302.33	VERTICAL
BC	-381.82	-384.09	-385.33	-136.59	-340.16	-314.40	2.05	-492.96	-258.34	-232.58	VERTICAL
VX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CUERDA
TV	2301.96	2333.16	2408.68	900.01	2050.80	1895.43	46.68	2912.99	1557.52	1402.15	CUERDA
RT	4982.87	5051.00	5216.88	1950.86	4439.20	4102.86	103.13	6303.42	3371.44	3035.10	CUERDA
PR	8078.50	8190.73	8466.45	3170.47	7197.08	6651.78	173.07	10213.58	5465.97	4920.67	CUERDA
NP	11642.5	11808.08	12220.10	4585.68	10372.28	9586.41	262.11	14706.91	7877.45	7091.57	CUERDA
LN	15759.4	15990.71	16576.46	6238.68	14039.96	12976.21	379.03	19883.10	10662.94	9599.19	CUERDA
JL	20569.7	20884.71	21699.89	8199.85	18325.48	16937.02	538.57	25908.30	13917.67	12529.21	CUERDA
HJ	21520.1	21840.77	22659.20	8539.92	19172.14	17719.53	533.53	27135.23	14560.68	13108.07	CUERDA
FH	22742.0	23070.01	23892.68	8977.21	20260.71	18725.61	527.07	28712.67	15387.42	13852.32	CUERDA
DF	24235.4	24572.26	25399.81	9511.49	21591.15	19955.25	519.13	30640.67	16397.85	14761.95	CUERDA
BD	26000.2	26347.59	27180.87	10142.84	23163.44	21408.43	509.70	32919.20	17591.96	15836.94	CUERDA
AB	28036.6	28396.08	29236.00	10871.34	24977.64	23085.17	498.82	35548.29	18969.79	17077.32	CUERDA
WY	-2312.06	-2343.39	-2521.36	-1108.17	-607.43	-3356.10	-251.11	-2721.54	-111.99	-2860.66	CUERDA

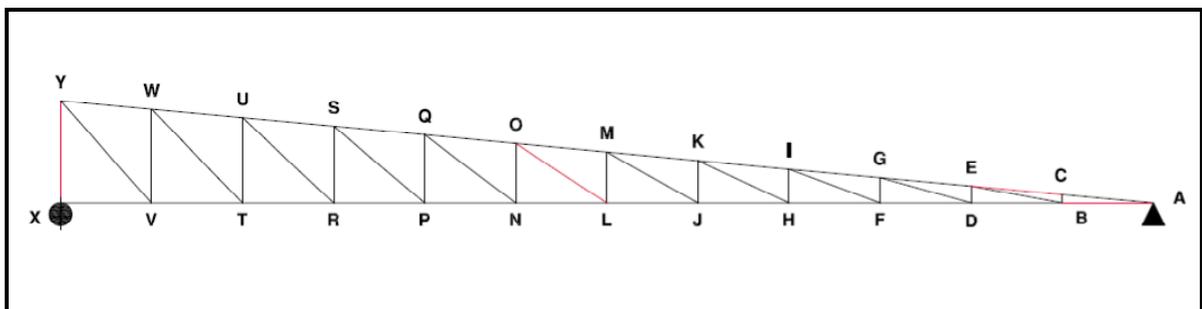
UW	-5004.72	-5073.16	-5344.17	-2168.24	-2978.67	-5600.85	-312.41	-6122.23	-1906.23	-4528.41	CUERDA
SU	-8113.92	-8226.64	-8612.59	-3402.43	-5693.42	-8216.16	-391.89	-10040.30	-3954.72	-6477.47	CUERDA
QS	-	-11859.85	-12389.63	-4837.69	-8799.69	-11246.50	-495.16	-14539.48	-6293.92	-8740.73	CUERDA
OQ	-	-16060.83	-16774.33	-6516.41	-12373.02	-14761.62	-631.07	-19719.91	-8981.19	-11369.79	CUERDA
MO	-	-20976.29	-21931.77	-8509.25	-16539.27	-18877.86	-814.39	-25748.47	-12112.13	-14450.72	CUERDA
KM	-	-21936.55	-22971.58	-9003.37	-16409.30	-20644.16	-961.86	-26828.23	-11777.62	-16012.48	CUERDA
IK	-	-23171.17	-24212.75	-9447.17	-17475.01	-21682.26	-959.98	-28407.98	-12580.35	-16787.60	CUERDA
GI	-	-24680.01	-25731.08	-9993.02	-18756.05	-22972.54	-961.23	-30335.21	-13539.97	-17756.47	CUERDA
EG	-	-26463.12	-27526.89	-10640.99	-20252.40	-24514.90	-965.61	-32609.86	-14656.49	-18918.98	CUERDA
CE	-	-28520.59	-29600.26	-11391.15	-21964.10	-26309.45	-973.14	-35232.02	-15929.91	-20275.26	CUERDA
AC	-	-28520.59	-29611.80	-11414.22	-21826.05	-26447.50	-996.21	-35208.95	-15791.85	-20413.31	CUERDA
VY	3464.92	3511.87	3625.54	1354.68	3086.87	2852.99	70.26	4384.63	2344.39	2110.50	DIAGONAL
TW	3851.06	3904.14	4033.94	1509.55	3430.89	3170.94	81.09	4870.28	2605.66	2345.71	DIAGONAL
RU	4243.29	4303.71	4454.28	1671.76	3780.31	3493.90	95.88	5359.78	2871.03	2584.62	DIAGONAL
PS	4663.22	4732.94	4911.28	1851.65	4154.43	3839.66	116.49	5879.08	3155.17	2840.40	DIAGONAL
NQ	5146.09	5228.29	5445.46	2066.26	4584.62	4237.25	146.17	6470.23	3481.89	3134.52	DIAGONAL
LO	5753.69	5853.74	6128.17	2345.77	5125.93	4737.54	190.83	7206.77	3893.00	3504.61	DIAGONAL
JM	1090.39	1096.95	1100.69	390.21	971.43	897.81	-5.77	1407.70	737.77	664.16	DIAGONAL
HK	1349.46	1357.59	1362.25	482.93	1202.22	1111.14	-7.15	1742.17	913.05	821.97	DIAGONAL
FI	1594.94	1604.41	1609.62	570.62	1420.92	1313.26	-8.48	2059.11	1079.15	971.49	DIAGONAL
DG	1833.31	1844.21	1850.17	655.84	1633.29	1509.53	-9.81	2366.93	1240.44	1116.68	DIAGONAL
BE	2071.87	2084.19	2090.94	741.20	1845.82	1705.96	-11.07	2674.91	1401.85	1261.99	DIAGONAL

Para realizar el diseño de los elementos, se realiza en función de la orientación relativa, es decir, se evaluarán las combinaciones más críticas a las que están sometidos los elementos en función de la posición que ocupa dentro de la armadura, como ejemplo para las barras en diagonal se escoge el de mayor sollicitación de todas las combinaciones de carga, se selecciona el perfil y se utiliza en todos los elementos diagonales de la armadura bajo la premisa que cubre todos los posibles casos de cargas para todos los elementos de éste tipo. De forma similar se procede con los elementos de la cuerda superior, cuerda inferior y las diagonales.

Las mayores sollicitaciones en cada tipo de elemento que compone la armadura se resume en la Tabla 4.23, nuevamente un valor negativo representa compresión axial y uno positivo tensión axial. En esta tabla se muestra los máximos valores de todas las combinaciones de carga que están sombreados en la tabla anterior, además se especifican los miembros en los cuales se dan estos esfuerzos, y en caso de existir ambos tipos de esfuerzo (tensión y compresión) también se muestran los valores mínimos.

**Tabla 4.23. Máximos y mínimos de carga axial.**

Fuerza axial de diseño (kgf)				Tipo de elemento
Elemento	Máximo	Elemento	Mínimo	
HI	3.03	XY	-7776.53	Vertical
AB	35548.29	VX	0.00	C. inferior
WY	-111.99	CE	-35232.02	C. superior
LO	7206.77	BE	-11.07	Diagonal



**Figura 4.24. Ubicación de elementos más sollicitados en la armadura.**

Se observa que en el caso del diseño de los elementos verticales domina el efecto de la compresión axial, en los elementos de la cuerda inferior la tensión axial, en los de la cuerda superior la compresión y en los diagonales la tensión, aunque en éste último caso se considera una revisión de las provisiones de diseño para elementos en compresión axial.

### Dimensionamiento

En esta parte se establece las dimensiones de los elementos de la armadura en base a la mayor sollicitación de los posibles casos de carga expuestos en el apartado anterior. Retomando lo expuesto en la sección 3.4.2.1 del capítulo III se procede con las siguientes ecuaciones de diseño:

#### a) Diseño de elementos diagonales:

Elemento diseñado a tensión según la Tabla 4.3.  $T_u = 7,206.77 \text{ kg} = 15.87 \text{ kips}$

Resistencia del material (acero **ASTM A36**):  $f_y = 36 \text{ ksi}$ ;  $f_u = 58 \text{ ksi}$

Fluencia en área total:

$$A_{g1} = \frac{T_u}{0.9f_y} = \frac{15.87}{0.9 \times 36} = 0.49 \text{ pulg}^2$$

Fractura en el área neta:

$$A_{g2} = \frac{T_u}{0.75(0.90)f_u} = \frac{15.87}{0.75 \times 0.90 \times 58} = 0.405 \text{ pulg}^2$$

Se seleccionan un perfil angular: **L 2 x 2 x 3/16** ( $A = 0.715 \text{ pulg}^2$ )

#### b) Diseño de elementos de la cuerda inferior:

Elemento diseñado a tensión según la Tabla 4.3.  $T_u = 35548.29 \text{ kg} = 78.29 \text{ kips}$

Resistencia del material (acero ASTM A36):  $f_y = 36 \text{ ksi}$ ;  $f_u = 58 \text{ ksi}$

Fluencia en área total:

$$A_{g1} = \frac{T_u}{0.9f_y} = \frac{78.39}{0.9 \times 36} = 2.41 \text{ pulg}^2$$

Fractura en el área neta:

$$A_{g2} = \frac{T_u}{0.75(0.90)f_u} = \frac{78.39}{0.75 \times 0.90 \times 58} = 2.00 \text{ pulg}^2$$

Se seleccionan dos perfiles angulares: **L 3 x 2 1/2 x 1/4** (A = 2.62 pulg<sup>2</sup>)

**c) Diseño de elementos de la cuerda superior:**

Elemento diseñado a compresión según la Tabla 4.3.  $C_u = 35232.02 \text{ kg} = 77.59 \text{ kips}$

Resistencia del material (acero ASTM A36):  $f_y = 36 \text{ ksi}$ ;  $f_u = 58 \text{ ksi}$

Como se indicó antes se realiza la primera iteración considerando un esfuerzo de diseño en compresión de 0.6 el esfuerzo de fluencia y luego comprobar la sección que cumpla el diseño.

$$A_g = \frac{77.59}{0.6 \times 36} = 3.59 \text{ pulg}^2$$

Se prueba con dos perfiles angulares: **L 3 x 2 1/2 x 3/8** (A = 3.84 pulg<sup>2</sup>, r = 0.928 pulg, K = 1). De la geometría de la armadura se obtiene que todos los miembros de la cuerda superior tienen una longitud L = 1.61 m = 63.39 pulg.

El parámetro de esbeltez es:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1 \times 63.39}{0.928\pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.766 < 1.5$$

Entonces:

$$f_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} f_y = (0.658)^{0.766^2} \times 36 = 28.16 \text{ ksi}$$

La resistencia de diseño del elemento es:

$$C_d = \phi_c f_{cr} A_g = 0.85 \times 28.16 \times 3.84 = 91.91 \text{ kips} > 77.59 \text{ kips} \rightarrow \text{Cumple!}$$

Entonces se diseña la cuerda a compresión con dos perfiles angulares: **L 3 x 2 1/2 x 3/8**.

**d) Diseño de elementos verticales:**

Elemento diseñado a compresión según la Tabla 4.3.  $C_u = 7776.53 \text{ kg} = 17.13 \text{ kips}$

Resistencia del material (acero ASTM A36):  $f_y = 36 \text{ ksi}$ ;  $f_u = 58 \text{ ksi}$

Como se indicó antes se realiza la primera iteración considerando un esfuerzo de diseño en compresión de 0.6 el esfuerzo de fluencia y luego comprobar la sección que cumpla el diseño.

$$A_g = \frac{17.13}{0.6 \times 36} = 0.793 \text{ pulg}^2$$

Debido a que se encuentra sometido a compresión, es importante tomar en cuenta el radio de giro y el factor K de la ecuación para que soporte toda la carga de compresión que llega al elemento, se prueba con un perfil angular: **L 2 1/2 x 2 x 3/16** ( $A = 0.809 \text{ pulg}^2$ ,  $r = 0.793 \text{ pulg}$ ,  $K = 1$ ). De la geometría de la armadura se obtiene que el elemento más solicitado y a su vez el más largo tiene una longitud  $L = 1.80 \text{ m} = 70.87 \text{ pulg}$ .

El parámetro de esbeltez es:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1.0 \times 70.87}{0.793\pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1.002 < 1.5$$

Entonces:

$$f_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} f_y = (0.658)^{1.002^2} \times 36 = 23.64 \text{ ksi}$$

La resistencia de diseño del elemento es:

$$C_d = \phi_c f_{cr} A_g = 0.85 \times 23.64 \times 0.809 = 16.26 \text{ kips} < 17.13 \text{ kips} \rightarrow \text{No cumple!}$$

Escogemos otro perfil de la tabla que cumpla con la resistencia requerida para el elemento que se está diseñando, escogemos un perfil angular **L 2 1/2 x 2 1/2 x 3/16** ( $A = 0.902 \text{ pulg}^2$ ,  $r = 0.778 \text{ pulg}$ ,  $K = 1$ ). La longitud del perfil de acero se mantiene constante.

El parámetro de esbeltez es:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1.0 \times 70.87}{0.778\pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1.022 < 1.5$$

Entonces:

$$f_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} f_y = (0.658)^{1.022^2} \times 36 = 23.25 \text{ ksi}$$

La resistencia de diseño del elemento es:

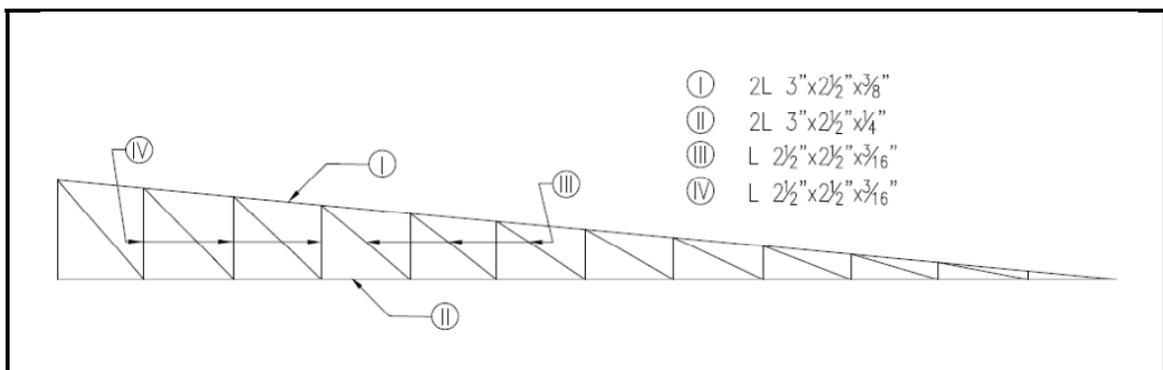
$$C_d = \phi_c f_{cr} A_g = 0.85 \times 23.25 \times 0.902 = 17.83 \text{ kips} > 17.13 \text{ kips} \rightarrow \text{Cumple!}$$

Entonces se diseña la cuerda a compresión con un perfil angular: **L 2 1/2 x 2 1/2 x 3/16**. Con el propósito de unificar los tipos de perfiles seleccionados, se utilizará también éste perfil para los elementos diagonales, dado que cumplen con el área requerida.

**Tabla 4.24. Resumen de elementos que componen la armadura.**

Fuerza axial de diseño (kgf) y perfil seleccionado		Tipo de elemento
Carga	Perfil	
7776.53 (C)	L 2 1/2 x 2 1/2 x 3/16	Vertical
35548.29 (T)	2 perfiles L 3 x 2 1/2 x 1/4	C. inferior
35232.02 (C)	2 perfiles L 3 x 2 1/2 x 3/8	C. superior
7206.77 (T)	L 2 1/2 x 2 1/2 x 3/16	Diagonal

#### DETALLADO DE LA ARMADURA



**Figura 4.87. Detalle de armadura T-1.**

#### **4.4.2.3. Diseño de apoyos y conexiones**

El diseño de los apoyos y las conexiones de los elementos estructurales del techo, es tan importante como el diseño de los mismos elementos. En los capítulos III, IV y el presente se dan los parámetros básicos para obtener el dimensionamiento necesarias para apoyos y conexiones adecuadas, que resistan las cargas a las cuales están sometidos en la estructura de techos.

A continuación se realiza el diseño de cada uno de los elementos en donde se encuentran puntos de unión, la conexiones entre elementos metálicos de la estructura de techos, como de elementos primarios y elementos secundarios, es decir uniones entre los mismos miembros de la estructura de techos, realizándose además el análisis y diseño de los apoyos que son conexiones entre los elementos primarios de la estructura de techo y la estructura vertical resistente del edificio donde esta se apoya.

El análisis de los apoyos y conexiones abarca lo siguiente:

- a) Diseño conexión en apoyo armadura – columna.
- b) Diseño de conexión placa – columna con pernos de anclaje.
- c) Diseño de conexiones entre miembros de la armadura.
- d) Diseño de conexiones entre viga de alma abierta y armadura.
- e) Diseño de conexiones entre celosía y elementos angulares de las vigas de alma abierta.
- f) Diseño de conexión entre polín espacial y viga de alma abierta.
- g) Diseño de la conexión entre la celosía y barras longitudinales en polín espacial.

**a) Diseño conexión en apoyo armadura – columna.**

Una vez definida como estará conformada la armadura y ubicados los apoyos (ver fig. 4.88a), se procede a diseñar la placa de apoyo, como se puede observar en las tablas mostradas anteriormente, el punto con mayor carga en los apoyos es en la armadura en el eje C, por lo tanto utilizamos las cargas que llegan a éste punto para diseñar el elemento de placa en el cual estará apoyada la armadura, todas estas cargas llegan al apoyo como cargas verticales.

$$D = 4,564.75 \text{ Kg} \quad (\text{Carga Muerta})$$

$$L_r = 1,813.93 \text{ Kg} \quad (\text{Carga Viva})$$

$$W = -2,282.65 \text{ Kg} \quad (\text{Carga de viento})$$

$$S = \pm 154.06 \text{ Kg} \quad (\text{Carga de sismo})$$

Combinaciones de carga:

1.  $1.4D$

$$R_{ap} = 1.4(4,564.75) = 6,390.65 \text{ Kg}$$

2.  $1.2D + 0.5L_r$

$$R_{ap} = 1.2(4,564.75) + 0.5(1,813.93) = 6,384.67 \text{ Kg}$$

3.  $1.2D + 1.6L_r + 0.8W$

$$R_{ap} = 1.2(4,564.75) + 1.6(1,813.93) + 0.8(-2,282.65) = 6,553.87 \text{ Kg}$$

4.  $1.2D + 1.6W + 0.5L_r$

$$R_{ap} = 1.2(4,564.75) + 1.6(-2,282.65) + 0.5(1,813.93) = 2,732.43 \text{ Kg}$$

5.  $1.2D \pm 1.0E$

c)  $1.2D + 1.0E$

$$R_{ap} = 1.2(4,564.75) + 1.0(154.06) = 5,631.76 \text{ Kg}$$

d)  $1.2D - 1.0E$

$$R_{ap} = 1.2(4,564.75) - 1.0(154.06) = 5,323.64 \text{ Kg}$$

6.  $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

En esta combinación utilizaremos la mayor de las cargas entre W y E, en éste caso es la carga de viento (W)

b)  $0.9D + 1.6W$

$$R_{ap} = 0.9(4,564.75) + 1.6(-2,282.65) = 456.04 \text{ Kg}$$

a)  $0.9D - 1.6W$

$$R_{ap} = 0.9(4,564.75) - 1.6(-2,282.65) = \mathbf{7,760.52 \text{ Kg}}$$

Es importante tomar en cuenta que para la conformación de la estructura de techos que se tiene, al apoyo en la columna C llegan dos armaduras con la misma carga, es decir, la magnitud de la carga que se llega al apoyo es dos veces el valor máximo que se ha calculado en base a las combinaciones de carga (Fig. 4.88b).

$$R_u = 2 \times 7,760.52 \text{ Kg} = \mathbf{15,521.04 \text{ Kg}}$$

Una vez obtenida la combinación de carga más desfavorable para la reacción en el apoyo, se procede al diseño de la placa, como se mencionó en el capítulo anterior se diseña básicamente la placa para dos estados límite de diseño:

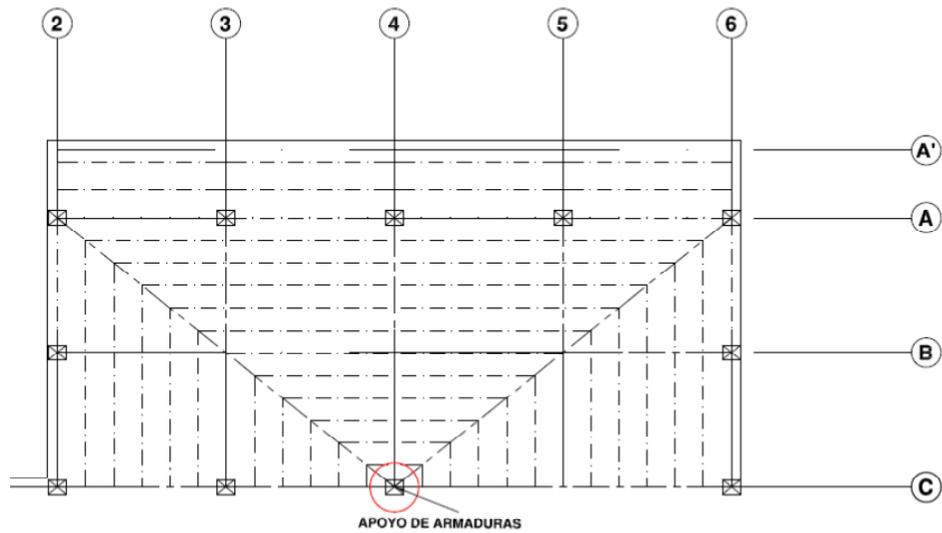
- ✓ Estado límite de aplastamiento de la placa en el material de apoyo,  $R_{dp}$ .
- ✓ Estado límite de la resistencia a la flexión de la placa de apoyo,  $R_{df}$ .

i. **Estado límite de aplastamiento de la placa en el material de apoyo,  $R_{dp}$ .**

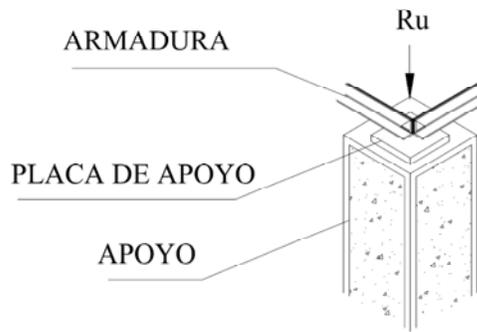
$$R_u = \mathbf{15,521.04 \text{ Kg}}$$

Dimensiones del apoyo:  $0.55 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$ . Dimensiones de la armadura: **L 3 x 2 1/2 x 1/4**

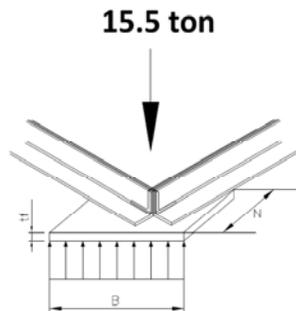
$$(k_1 = 6.35 \text{ cm})$$



a) Ubicación del apoyo de las armaduras.



b) Condición de carga de la placa de apoyo.



c) Esfuerzos internos en la placa.

Figura 4.88. Detalles de las condiciones de diseño de la placa de apoyo.

Para el estado de aplastamiento de la placa en el material de apoyo se determina el área de la sección que estará en contacto con la superficie de concreto  $A_1(B \times N)$ , en donde  $B$  es la longitud de la placa en la dirección perpendicular al eje de la armadura, y  $N$  es la longitud de la placa en la dirección paralela al eje de la armadura (fig. 4.88c).

En la figura 4.88c se muestra la longitud  $B$ , para determinarlos, se asume el valor de la longitud  $N$  que debe ser menor que las dimensión de la sección de la columna, debido a que la armadura no se apoya de forma perpendicular a la orientación de la columna es necesario considerarlo en las dimensiones que se proponen para la placa de apoyo, en esa dirección tenemos una longitud de la columna de 0.40 m, tomaremos una longitud de 0.20 m, para evaluar el comportamiento del apoyo de la armadura.

$$N = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}.$$

Para obtener la longitud de  $B$  se debe satisfacer la condición del estado de aplastamiento del concreto por la placa de apoyo, el cual según la ecuación 3.72 es:

$$B = \frac{R_{dp}}{\phi_c(0.85f'_c\beta)N}$$

$$\beta = \min[\sqrt{\rho}, 2]; \rho = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Se asume un valor de  $\beta = 2$ , debido a que si consideramos que la placa es cuadrada (20 cm x 20 cm) la relación con el área total de apoyo del concreto es;  $\rho = \sqrt{A_2/A_1} = \sqrt{(55 \times 60)/(20 \times 20)} = 2.87$ , resulta que el valor mínimo para la ecuación es  $\beta = 2$ . Para un  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  del concreto de las columnas de apoyo,  $\phi_c = 0.65$  para aplastamiento del concreto.

$$B = \frac{15,521.04}{0.65(0.85 \times 210 \times 2) \times 25} = 3.34 \text{ cm}$$

Al evaluar éste valor, es evidente que es mucho menor que la longitud que representa la cuerda inferior (aprox. 25 cm) por lo que se puede concluir que el estado límite de

aplastamiento del concreto no incide en la determinación de las dimensiones en planta de la placa de apoyo.

Para la determinación del ancho de la placa  $B$ , se realizará en función de parámetros funcionales del proceso constructivo, para el caso, la distancia necesaria para la colocación de los pernos de anclaje de la placa a la columna de concreto, para éste propósito se dejara a cada lado de la armadura una distancia  $n = 5 \text{ cm}$ , con lo cual el ancho total de la placa será:

$$B = 2n + 2k_1 = 2(5) + 2(6.35) = 22.7 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Se tiene un placa de  $20 \times 25 \text{ cm}$

**ii. Estado límite de la resistencia a la flexión de la placa de apoyo,  $R_{df}$ .**

Con la evaluación de éste estado límite de resistencia, se obtiene el espesor de la placa para soportar los esfuerzos de flexión generados en la misma, debido a la carga aplicada sobre ella por la armadura.

En el estado límite de resistencia a la flexión de la placa de apoyo la placa debe satisfacer la ecuación 3.74:

$$R_u = 15,521.04 \text{ Kg}$$

$$t_f = \sqrt{\frac{2.22R_{dp}n^2}{A_1F_y}} = \sqrt{\frac{2.22R_{dp}n^2}{BNF_y}}$$

Con  $B = 25 \text{ cm}$ ,  $N = 20 \text{ cm}$ ,  $F_y = 36 \text{ ksi} = 2520 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ ,  $k_1 = 6.35 \text{ cm}$ ,  $n = (B/2) - k_1 = 6.15 \text{ cm}$

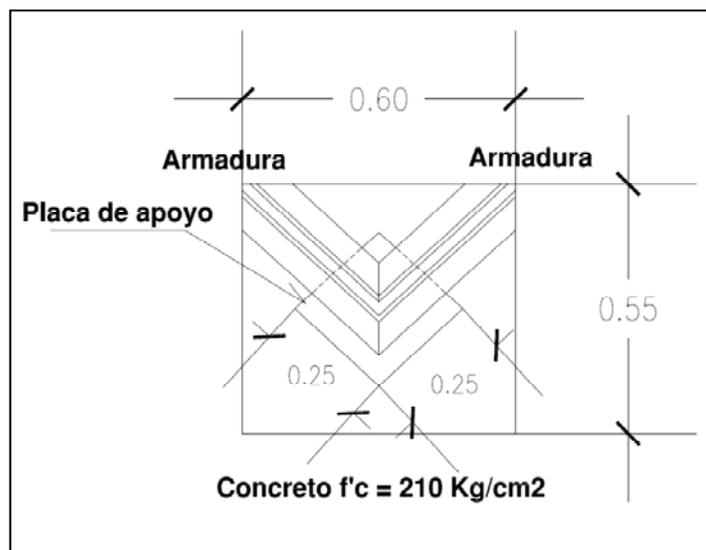
$$t_f = \sqrt{\frac{2.22R_u n^2}{BNF_y}} = \sqrt{\frac{2.22(15,521.04)(6.15)^2}{25 \times 20 \times 2520}} = 1.02 \text{ cm}$$

Las denominaciones de los espesores de las placas de acero A36 se dan en pulgadas, el valor obtenido en pulgadas es:

$$t_f = 1.02 \text{ cm} = 0.40 \text{ pulg.}$$

$$t_f = 1/2'$$

Debido a que a la placa llegan de dos direcciones tal como se muestra en la figura 4.89, utilizamos la dimensión B en ambas direcciones para garantizar que se cumple el estado limite de resistencia a flexión en ambas direcciones.



**Fig. 4.89 Punto al que llegan las dos armaduras de la estructura de techo, en el eje C.**

La placa de apoyo a utilizar será: **PL  $1/2'$  de 25 cm  $\times$  25 cm**

De igual manera, es necesario dimensionar la placa de apoyo en la cual están colocados los elementos viga de alma abierta sobre las columnas, debido a los cálculos anteriores podemos hacer un análisis de interpolación, al comparar las cargas que llegan a los apoyos debido a las vigas, son mucho menores que los que se han analizado para las cargas en la armadura, y considerando que las dimensiones de la placa dimensionada son pequeñas, utilizaremos esta misma sección para apoyo de las vigas de alma abierta sobre las columnas.

**b) Diseño de conexión placa – columna con pernos de anclaje.**

Para determinar la cantidad y las dimensiones de los pernos de anclaje, analizamos el mismo apoyo donde se analizó la placa de apoyo anteriormente descrita, como se muestra para el estado límite de aplastamiento del material de apoyo, se tiene una distribución de esfuerzos simétrica bajo la placa de apoyo, lo que indica que la excentricidad de la carga en el apoyo es cero (0).

El valor de la carga máxima, es la misma que se utiliza para el cálculo de la placa de apoyo, además esta carga estará distribuida en dos filas de pernos ubicadas en los lados de la placa de apoyo, ya que la carga es relativamente pequeña, se propone un solo perno a cada lado de el punto de aplicación de la carga.

**i. Estado limite de resistencia del acero a la tensión.**

$$\phi T_n \geq T_u$$
$$A_{req} = \frac{T_u}{\phi f_{ut}}$$

$$T_u = R_u/2 = 15,521.04 \text{ Kg}/2 \rightarrow T_u = 7760.52 \text{ Kg}$$

$$T_u = 17,150.75 \text{ lbs}$$

$$R_u = 34,301.50 \text{ lbs}$$

Utilizando tornillos o pernos simples A307 con  $f_{ut} = 58 \text{ ksi}$

$$A_{req} = \frac{17,150.75}{0.75(58000)}$$

$$A_{req} = 0.394 \text{ pulg}^2$$

Esta es el área requerida para una línea de pernos, al analizar el valor que se obtiene, es posible observar que se puede satisfacer esta resistencia con un tornillo roscado de 7/8"

$$A_{perno} = 0.601 \text{ pulg}^2 > A_{req} \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

Se utilizarán dos pernos roscados **A307 de 7/8"**

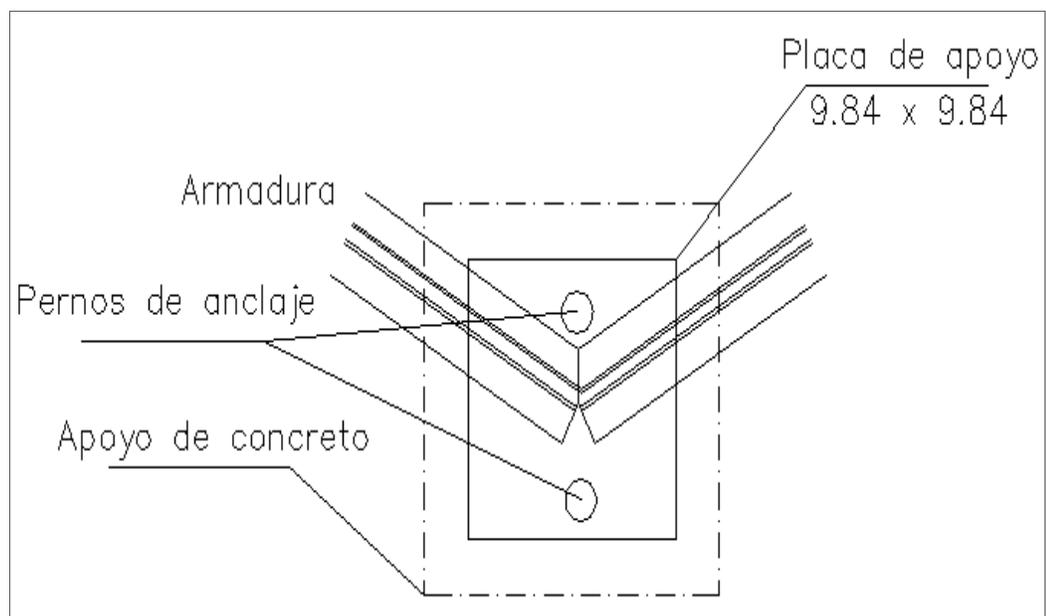
**ii. Estado limite de desprendimiento del concreto de anclaje.**

Este estado límite de falla determina la longitud de anclaje en el concreto del perno roscado que se utilizará, representado por  $h_{ef}$ , para este estado límite de falla se tiene:

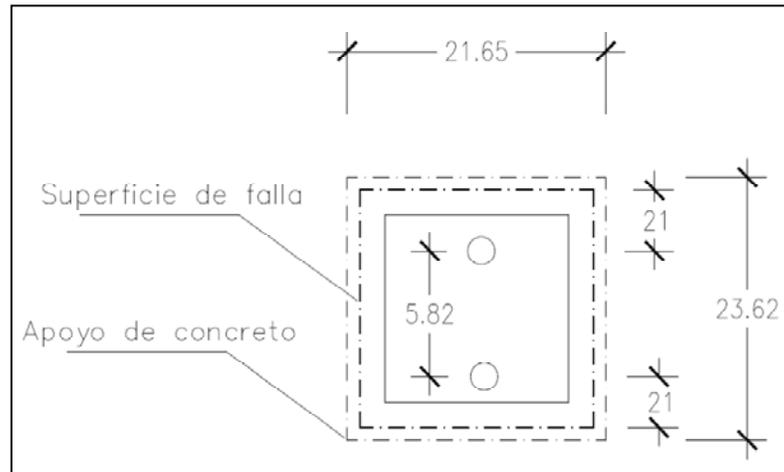
$$\phi P_n \geq P_u$$

Para todo el grupo de anclaje.

$$P_n = \frac{A_N}{A_{No}} \psi_1 \psi_2 \psi_3 N_b$$



**Fig. 4.90 Configuración geométrica de la placa de apoyo y los pernos (dimensiones en pulg).**



**Fig. 4.91 Configuración geométrica de la superficie de falla ( $A_N$ )**

Asumimos una longitud de anclaje en pulgadas, escogemos  $h_{ef} = 14 \text{ pulg}$

$$1.5h_{ef} = 21.0 \text{ pulg}$$

Debido a la condición de apoyo de la placa, se puede deducir de la fig. 4.89 que el valor máximo del área para la condición de desprendimiento del concreto es:

$$A_N = 21.65 \times 23.62 = 511.37 \text{ pulg}^2$$

$$A_{No} = 511.37 \text{ pulg}^2$$

La coincidencia de las áreas se da por la limitación de la superficie de apoyo de la como se menciono anteriormente.

$$A_N \leq nA_{No} \rightarrow 511.37 \leq 2(511.37) \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

$$\psi_1 = 1.0 \text{ (debido a que no existe excentricidad de la carga)}$$

$$\psi_2 = 0.7 + 0.3 \frac{c_{min}}{1.5h_{ef}} ; c_{min} = 7.0 \text{ pulg, para el perno de } 7/8''$$

$$\psi_2 = 0.7 + 0.3 \frac{7.0}{21} = 0.80$$

$$\psi_3 = 1.0 \text{ (puede darse la fisuración en la superficie de falla mostrada en fig. 4. xx)}$$

$$P_b = 24\sqrt{f'_c}h_{ef}^{1.5}$$

Para concreto con  $f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} = 3000 \frac{lbs}{pulg^2}$

$$P_b = 24\sqrt{3000}(14.0)^{1.5} = 68,859.51 \text{ lbs}$$

$$P_n = \frac{511.37}{511.37}(1.0)(0.80)(1.0)(68,859.51)$$

$$P_n = 55,087.61 \text{ lbs}$$

Evaluando la condición de diseño:

$$0.75(55,087.61) \geq 34,301.50 \text{ lbs} \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

De esta forma, mediante el análisis de los dos modos principales de falla para los pernos de anclaje, se puede definir las dimensiones definitivas de los pernos que unirán la placa de apoyo a la columna de concreto.

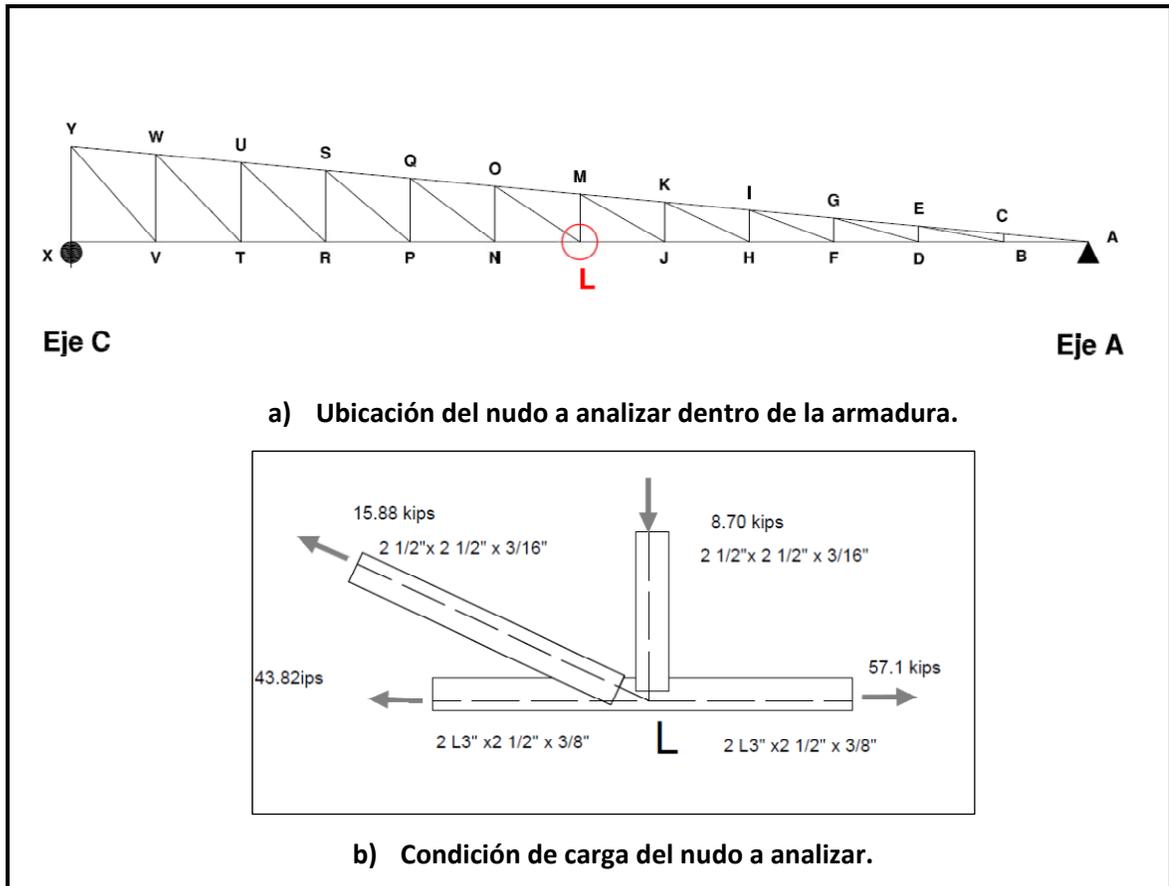
Se deduce en base al análisis que la configuración requerida para los pernos de anclaje es adecuada y se proponen **2 pernos roscados A307 de 7/8" con una longitud de empotramiento de 40 cm (>14 pulg).**

**c) Diseño de conexiones entre miembros de la armadura.**

Para iniciar el diseño de la conexión deberá verificarse si el tamaños si se puede satisfacer las condición geométrica donde los ejes de los elementos deben concurrir en un punto.

La conexión es de tipo soldadura y se emplearán aceros **A 36** y electrodos **E 60**.

Verificar si la conexión puede hacerse si utilizar placa de conexión.



**Fig. 4.92 Conexión de nudo L.**

Como puede verse el elemento LO no tiene la longitud adecuada de conexión, por lo que se deberá disponer de una placa de conexión.

**i. Espesor de la placa.**

Para elegir un espesor de la placa esta debe ser compatible con el espesor de los perfiles que se van a soldar sobre ella.

Por lo tanto se elegirá el espesor de 3/16" mismo espesor del elemento LO

**ii. Dimensionamiento de la placa:**

La placa debe dimensionarse en base a los requisitos de la conexión de los elementos, es decir tomando en cuenta la longitud de la soldadura necesaria para soportar la carga.

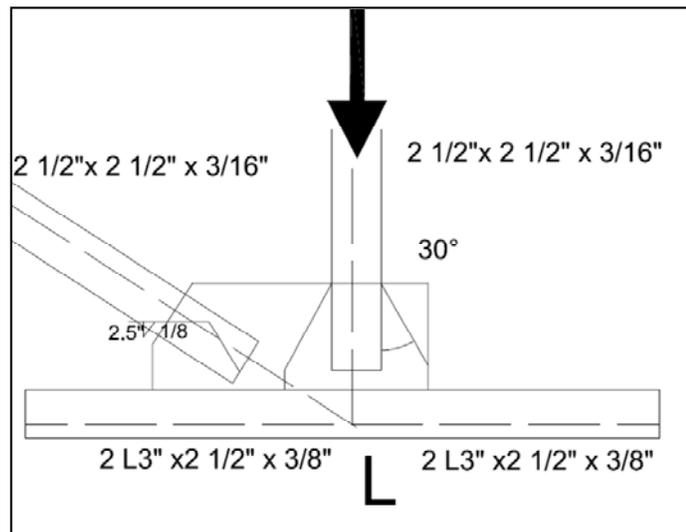
**Resistencia de soldadura por unidad de longitud.**

$$R_{dw} = 0.75(0.60(F_{EXX}))teLw = 0.75(.6)(60)\left(\frac{1}{8}\right)(0.707)Lw = 2.38 \text{ kli.}$$

Por lo que para soportar la carga de 15.88 se necesita una longitud total de soldadura de 6.67 pulg en la conexión.

Distancia lateral de la placa al elemento a compresión.

La distribución de la carga a compresión se logra adecuadamente sobre la sección de Whitmore, 30 grados hacia el lado de la conexión a lo largo de la línea de fuerza como se muestra en la figura 4.93.



**Fig. 4.93 Sección de distribución de fuerza de compresión.**

Debido a que se ejerce una fuerza de compresión sobre la placa en esta debe revisarse el pandeo, tal procedimiento no será necesario si la distancia  $f \leq 5t$  ( $t$ =espesor de la placa)

$$f = \frac{5 \times 3}{16} = .94 \approx 1 \text{ pulg.}$$

Con los parámetros descritos se propone una sección de placa.

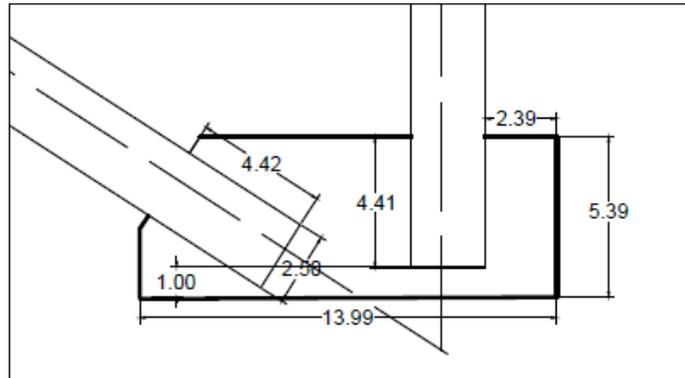


Fig. 4.93 Dimensionamiento de la placa de conexión.

Revisión de la placa propuesta.

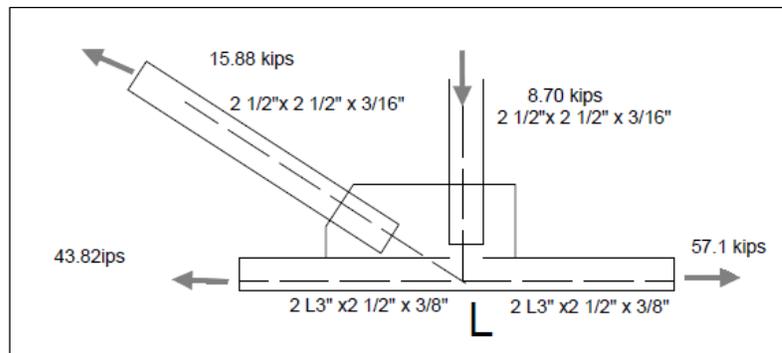


Fig. 4.95 Revisión de la placa propuesta.

iii. Revisión de la soldadura.

Se calculó anteriormente que para soportar una carga de 15.88 kips es necesario una longitud de soldadura mayor que 6.67 pulg, la propuesta tiene una longitud de soldadura en cortante de 8.42 pulg y una longitud en tensión de 2.5 pulg para un total de 10.92 pulg para una resistencia.

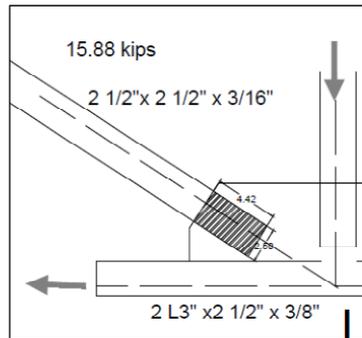
$$R_{dw} = (2.38 \text{ kli.})10.92 = 26 \text{ kips}$$

Es común en el desarrollo de las conexiones despreciar la contribución de la soldadura evitando elaborar un cálculo adicional.

**Resistencia por bloque de cortante.**

Puede existir una ruptura de la placa debido a los esfuerzos que la soldadura le produce  
 Para determinar la resistencia por bloque de cortante se utilizará la ecuación siguiente:

$$T_{bs} = \phi(0.6)F_u A_{nv} + \min (\phi 0.6F_y A_{gt}, \phi F_u A_{nt})$$



**Fig. 4.96 Bloque de cortante.**

$$A_{nv} = \frac{(4.42 + 4.42)3}{16} = 1.66 \text{ pulg}^2$$

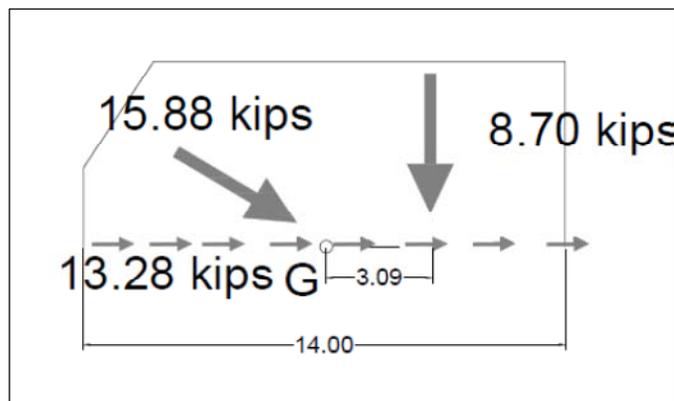
$$A_{gt} = 2.5\left(\frac{3}{16}\right) = 0.47 \text{ pulg}^2 = A_{nt}$$

$$T_{bs} = 0.75(0.6)58(1.66) + \min (0.75(36)0.47, 0.75(58)0.47)$$

$$T_{bs} = 43.32 + \min (12.69, 20.44)$$

$$T_{bs} = 56.01 \text{ kips}$$

**Resistencia a corte en soldadura y resistencia por flexión de la placa**



**Fig. 4.97 Cargas sobre la placa.**

El cortante de 13.28 kips lo resistirá una longitud de soldadura de 14 pulg a lo largo de la placa.

$$R_{dw} = (2.38 \text{ kli.})14 = 33.32 \text{ kips} > 13.28 \text{ kips (cumple)}$$

**Revisión de la flexión de la placa.**

Debido a la excentricidad de la carga de compresión esta le genera un momento flector a la placa, para la cual es aplicable la teoría de vigas.

$$f_{max} = \frac{M_{uc}}{I} = \frac{8.7(3.09)(7)}{\left(\frac{1}{12}\right)\left(\frac{3}{16}\right)x14^3} = 4.4 \text{ ksi.}$$

Mucho menor que fy.

**d) Diseño de conexión entre viga de alma abierta y Armadura.**

La conexión que se realiza entre miembros principales, como la viga de alma abierta y la armadura, está definida principalmente por el análisis de la resistencia del filete de soldadura a la carga axial que se genera en el apoyo proveniente de las diferentes condiciones de carga analizadas. Para el caso del ejemplo que se está desarrollando, se tiene que las cargas máximas que pueden llegar a desarrollarse están en función de cada caso de carga, a partir de ahí y considerando la condición más crítica para la que se diseñó cada elemento, se puede obtener la resistencia requerida de diseño. A continuación en la siguiente tabla se muestra el resumen de las cargas que se obtuvieron en el análisis de acciones internas de las vigas de alma abierta.

RESUMEN DE ACCIONES INTERNAS EN VIGAS DE ALMA ABIERTA						
VIGA DE ALMA ABIERTA TIPO	ACCIONES INTERNAS		EVENTO EXTERNO (CARGA)			
			MUERTA	VIVA	VIENTO	SISMO
VM-1	N <sub>max</sub> (kg)	=	-78.45	-41.91	-47.71	499.69
VM-2	N <sub>max</sub> (kg)	=	-204.81	-75.91	-82.14	1147.03
VM-3	N <sub>max</sub> (kg)	=	-243.51	-112.59	-99.91	999.16

Tal como se analizó anteriormente para la definición de las cargas de diseño, realizamos todas las combinaciones de carga, para definir cuál de estas es la que domina el efecto del diseño de la soldadura de unión de la viga de alma abierta con la columna, a continuación se muestran todas la combinaciones de carga para los tres tipos de viga de alma abierta que se disponen en la armadura.

Combinaciones de carga										
Elemento	1.4D	1.2D + 0.5Lr	1.2D + 1.6Lr + 0.8W	1.2D + 1.6W + 0.5Lr	1.2D + 1.4E	1.2D - 1.4E	0.9D + 1.6W	0.9D - 1.6W	0.9D + 1.4E	0.9D - 1.4E
	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf
VM-1	-109.83	-115.10	-199.36	-191.43	605.43	-793.71	-146.94	5.73	628.96	-770.17
VM-2	-286.73	-283.73	-432.94	-415.15	1360.07	-1851.61	-315.75	-52.91	1421.51	-1790.17
VM-3	-340.91	-348.51	-552.28	-508.36	1106.61	-1691.04	-379.02	-59.30	1179.67	-1617.98

Tal como se muestra en la tabla anterior se escoge el mayor valor absoluto de las combinaciones de carga, debido a que este en tensión o en compresión el miembro genera el mismo efecto de esfuerzo en la soldadura, por lo tanto la carga de diseño será.

$$R_u = 1,851.61 \text{ Kg} = 4.09 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = \phi(0.6)F_u A_{nv}$$

La condición de diseño que debe de cumplir la soldadura en base al método de resistencia última es:

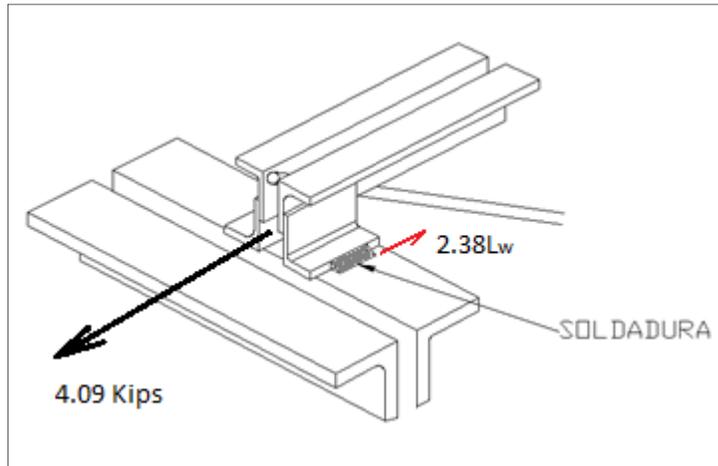
$$\phi R_n \geq R_u$$

Para una soldadura a 45° tal como se indico en la soldadura entre miembros estructurales que conforman la armadura  $A_{nv} = t_e L_w$ ,  $L_w = \text{longitud del filete de soldadura}$ . Para soldaduras a 45°  $t_e = 0.707h$  que es el espesor del filete de soldadura a utilizar. Para electrodos con resistencia  $F_u = 60 \text{ ksi}$  y proponiendo una altura de soldadura  $h = 1/8''$

$$\phi R_n = \phi(0.6)F_u A_{nv} = 0.75(0.60)(60) \left(\frac{1}{8}\right) (0.707)L_w$$

$$\phi R_n = 2.38L_w$$

Se proponen soldaduras a ambos lados de la viga, tal como lo muestra la figura 4.98 a continuación.



**Fig. 4.98 Detalle de soldadura entre elementos primarios.**

Al igualar los términos de la ecuación de diseño:

$$\phi R_n = R_u \rightarrow 2.38L_w = R_u$$

$$L_w = R_u / 2.38 = 4.09 / 2.38$$

$$L_w = 1.72 \text{ pulg}$$

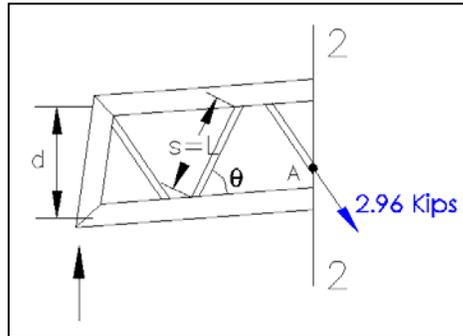
Para soldaduras a ambos lados del ángulo auxiliar, se propone 1" de soldadura, con lo que se obtiene un  $L_w = 2.00 \text{ pulg}$ , y se satisface la condición de diseño para la unión de los elementos.

**e) Diseño de conexión entre celosía y elementos angulares de las vigas de alma abierta.**

De igual manera que el análisis anterior, se definen para las vigas de alma abierta las uniones entre los elementos que los componen, es decir con la celosía.

$$C_u = \frac{V_u}{\text{Sen}\theta} = \frac{2.561}{\text{Sen}(60)}$$

$$C_u = 2.956 \text{ kips}$$



**Fig. 4.99. Carga ultima de diseño para soldadura en celosía.**

Considerando una unión en cada punto de 1/8" y con electrodo tipo E70, tenemos:

$$\phi C_n = \phi(0.6)F_u A_{nv} = 0.75(0.60)(60) \left(\frac{1}{8}\right) (0.707)L_w$$

$$\phi C_n = 2.38L_w$$

$$\phi C_n = C_u \rightarrow 2.38L_w = C_u \text{ (Condición de diseño)}$$

$$L_w = C_u / 2.38 = 2.957 / 2.38$$

$$L_w = 1.24 \text{ pulg}$$

Se toma la consideración mencionada para el diseño anterior, en donde por motivos de hacer practico el trabajo de soldadura en el momento de ejecución del elemento, se propone para la soldadura en los puntos de unión con la celosía y los ángulos que conforman la viga de alma abierta, **tipo E60 de 1/8" de espesor y con una longitud de filete de 1.5 pulg.**

**f) Diseño Conexión entre polín espacial y Viga de alma abierta.**

De la misma manera que se realizó el análisis para las vigas de alma abierta en la unión con los elementos de armadura, se realiza el análisis en la conexión de los polines con las vigas de alma abierta.

Sin embargo, los polines no soportan carga paralela a su longitud prismática, por lo tanto no transfieren fuerzas laterales en los apoyos a los miembros donde están conectados. Debido a

esta condición particular para los polines espaciales, solo se requiere una soldadura de unión entre miembros, que puede ser deducida en base a la longitud mínima de filete que establece el manual de diseño de LRFD, el cual expresa que será por lo menos cuatro veces el espesor del ángulo en el que está apoyado, en la figura 4.100 se muestra la ubicación de la soldadura mínima que se debe colocar en la unión de estos miembros.

$$L_{min} = 4t_{<}$$



**Fig. 4.100. Longitud mínima del filete de soldadura.**

En base a la configuración geométrica de las vigas de alma abierta, para cumplir con este requerimiento de diseño y considerando que el mayor espesor de los ángulos en los que se apoyan los polines espaciales es de 5/16" se deduce que:

$$L_{min} = 4 \left( \frac{5}{16} \right) = 1.25 \text{ pulg}$$

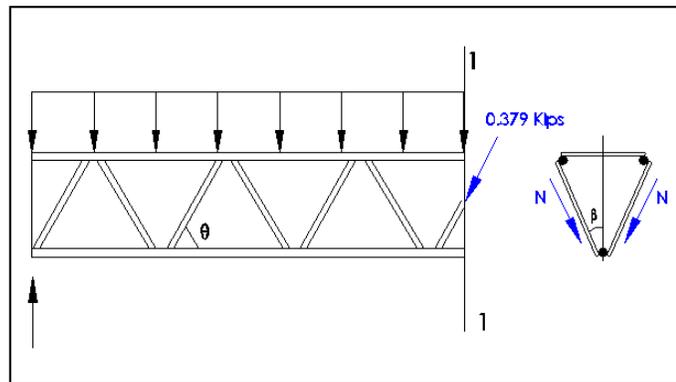
Debido a que esta longitud se distribuye entre dos puntos de conexión en el polín, para darle simetría a la conexión y que para efectos constructivos en práctico colocar una longitud de soldadura de filete en unidades enteras. Por lo tanto se colocarán dos filetes de soldadura para cada punto de conexión entre polines espaciales y vigas de alma abierta con un espesor mínimo de **1/8"** y **longitud de filete de 1 pulg**, satisfaciendo con esto la condición de diseño para la unión entre el polín espacial y la viga de alma abierta.

**g) Diseño de la conexión entre celosía y barras longitudinales en polín espacial**

En la unión de la celosía con las barras longitudinales, la condición de diseño a resistir, es el esfuerzo que le produce la carga máxima de corte cada barra de la celosía a la soldadura en el punto de unión, es decir la carga con la que se diseñó la celosía.

$$C_u = \frac{V_u}{2 \cos\beta \operatorname{Sen}\theta} = \frac{0.629}{2 \cos(16.82)\operatorname{Sen}(60)}$$

$$C_u = 0.379 \text{ kips}$$



**Fig. 4.101. Carga ultima de diseño para celosía de polín espacial.**

Tal como se analizó anteriormente, en el diseño de la celosía, obtiene como valor de diseño la carga axial que llega de la barra hacia los elementos longitudinales del polín espacial.

Si consideramos un espesor de soldadura de 1/8", el análisis de la resistencia nominal de la soldadura será análogo al de la unión entre la viga de alma abierta con la armadura, en donde:

$$\phi C_n = \phi(0.6)F_u A_{nv} = 0.75(0.60)(60) \left(\frac{1}{8}\right) (0.707)L_w$$

$$\phi C_n = 2.38L_w$$

$$\phi C_n = C_u \rightarrow 2.38L_w = C_u \text{ (Condición de diseño)}$$

$$L_w = \frac{C_u}{2.38} = \frac{0.379}{2.38}$$

$$L_w = 0.15 \text{ pulg}$$

De igual manera, al analizar esta longitud de filete, no es conveniente desde el punto de vista constructivo, de tal forma que se propone una soldadura longitudinal con electrodo **E70** en cada punto de unión del polín igual a 1 pulg. Con un espesor de 1/8".

#### **4.4.3. ETAPA DE REVISION ESTRUCTURAL.**

Luego de obtener las dimensiones de los elementos primarios y secundarios de la estructura de techo es necesario hacer una revisión de cada uno de estos basándose en criterios no necesariamente estructurales. Como se describe en el capítulo III, se evalúan en esta etapa las deflexiones de los elementos estructurales en condiciones de servicio y compararlo con las deflexiones allí sugeridas. En caso de existir una diferencia apreciable entre la deflexión obtenida y la sugerida se procede a realizar cambios, ya sea en las dimensiones del elemento o en las secciones que componen sus miembros, con el objetivo de cumplir con la deflexión límite.

A continuación se detallan los cálculos para obtener la deflexión generada a partir de las cargas de servicio en los elementos primarios de la estructura de techo. Es necesario aclarar que en éste ejemplo se consideran las cargas de servicio que contribuyen significativamente en la deflexión del elemento, es decir la carga muerta y la carga viva, ya que la carga de viento no actúa en favor de la deflexión en la dirección del peso del elemento y por tanto disminuye el valor de la deflexión.

##### **4.4.3.1. Revisión estructural de elementos secundarios**

###### **a) LARGUERO TIPO P-1**

La figura 4.102 muestra la sección del larguero tipo P-1 obtenida en la etapa de diseño. Para calcular la deflexión resultante de la aplicación de las cargas de servicio es necesario calcular el momento de inercia en eje fuerte de la sección.

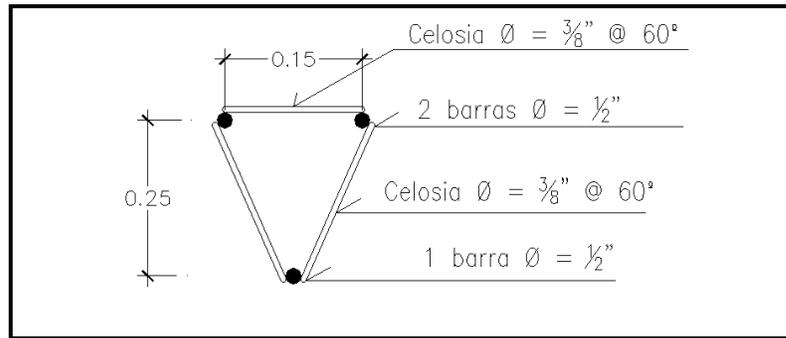


Figura 4.102. Dimensiones del larguero tipo P-1.

**Cálculo del momento de inercia de la sección (I).**

En base a la figura 4.103 se realiza el cálculo del centroide de la sección del polín y posteriormente la inercia en su eje fuerte x-x.

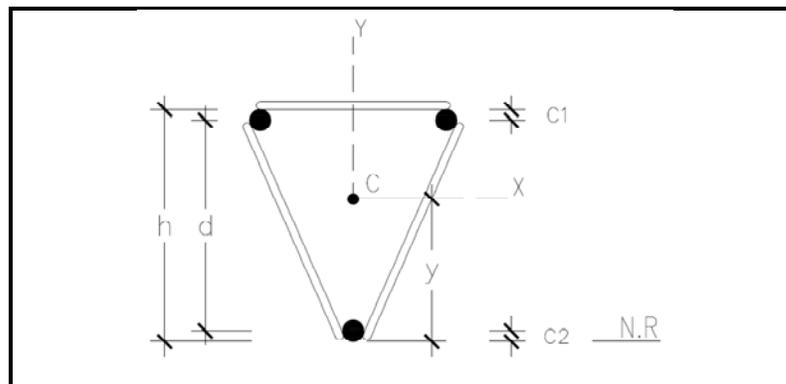


Figura 4.103. Cálculo de centroide y momento de inercia de la sección de la viga VM-1.

En la figura anterior se muestra la localización del centroide de la cuerda superior e inferior del larguero; se considera en este paso que el momento de inercia con respecto al eje mayor de la cuerda superior e inferior es despreciable en el cálculo del momento de inercia de todo el elemento; el área de las cuerdas se resumen en la siguiente tabla.

Miembro	Centroide (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )
Cuerda superior (2Ø 1/2")	0.64	2.54
Cuerda inferior (1Ø3/8")	0.64	2.54
	Σ	3.80

El centroide de la sección ( $Y_c$ ) medido a partir del borde de la cuerda inferior es:

$$Y_c = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2}{A_1 + A_2}$$

$$Y_c = \frac{(2.54 \times 25.63) + (2.54 \times 0.64)}{2.54 + 2.54}$$

$$Y_c = 17.32 \text{ cm}$$

El momento de inercia de la sección, despreciando la inercia centroidal de cada cuerda y la contribución de la celosía lateral, se calcula así:

$$I = \sum (Ad^2) = [A_1(Y_c - Y_1)^2] + [A_2(Y_c - Y_2)^2]$$

$$I = [2.54 \times (17.32 - 25.63)^2] + [2.54 \times (17.32 - 0.64)^2]$$

$$I = 527.33 \text{ cm}^4$$

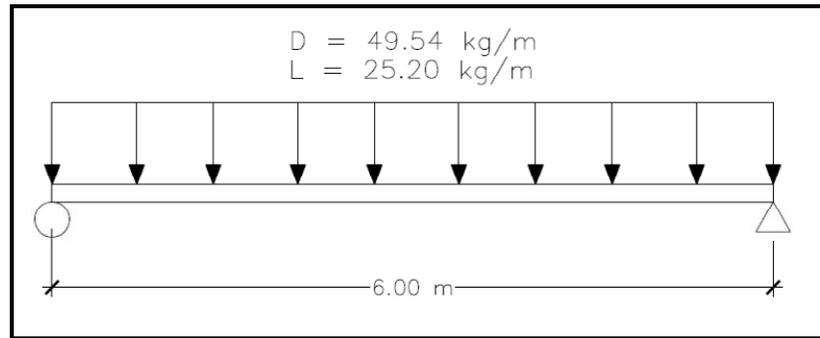
Se considera además una disminución del 75% del momento de inercia calculado por tratarse de un elemento de alma abierta, entonces el momento de inercia del larguero tipo P-1 es:

$$I = 0.75 \times 527.33$$

$$I = 395.50 \text{ cm}^4$$

#### **Cargas de servicio (w=D+L)**

La condición de cargas para calcular la deflexión es la suma de la carga muerta y viva (1.0D+1.0L), de manera que para el cálculo de la deflexión en el polín tipo P-1 se consideran las siguientes cargas uniformemente distribuidas.



**Figura 4.104. Cargas de servicio para el cálculo de la deflexión en el larguero tipo P-1.**

### **Cálculo de la deflexión máxima ( $\delta_{\max}$ )**

Los largueros en estructuras de techo están cargados uniformemente a lo largo de su longitud y en este caso se ha considerado que entre claros se encuentran simplemente apoyados en sus extremos. De esta manera se calcula la deflexión máxima partir de las cargas de servicio mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Se calcula la rigidez a flexión (EI):

$$EI = \left( 2.1 \times \frac{10^6 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) \times (395.50 \text{ cm}^4)$$

$$EI = 830.55 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Al sustituir datos en la ecuación de la deflexión máxima y homogenizar unidades, se obtiene:

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times (0.4954 + 0.2520) \times (600)^4}{384 \times 830.55 \times 10^6} \rightarrow \delta_{\max} = 1.519 \text{ cm}$$

**Cálculo de la deflexión sugerida ( $\delta_{lim}$ )**

La deflexión sugerida para éste caso es:

$$\delta_{lim} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} \rightarrow \delta_{lim} = 2.50 \text{ cm}$$

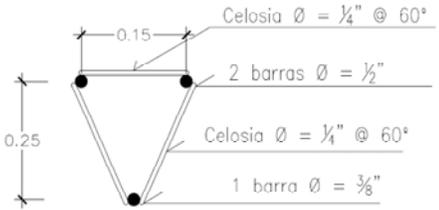
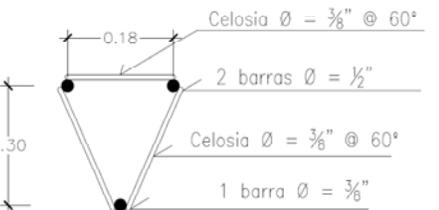
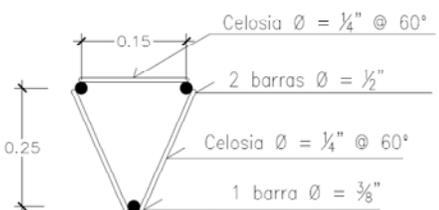
Por tanto:

$$\delta_{max} < \delta_{lim} \rightarrow 1.519 \text{ cm} < 2.50 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

Como la deflexión producida no excede el límite sugerido entonces se considera adecuado el proporcionamiento del larguero tipo P-1, tanto en dimensiones generales como elementales.

Las deflexiones en los largueros tipo P-2 y P-3 son revisadas de la misma manera que el polín P-1, dando como resultado un cambio en la sección del larguero tipo P-2. A continuación se muestra un resumen de resultados.

**CUADRO RESUMEN DE REVISION Y CAMBIOS ESTRUCTURALES.**

SECCION DE LARGUERO	Deflexión máxima $\delta_{max}$ (cm)	Deflexión sugerida $\delta_{lim}$ (cm)	Revisión de la sección	Cambios
 <p>Celosia <math>\emptyset = \frac{1}{4}'' @ 60^\circ</math>                  2 barras <math>\emptyset = \frac{1}{2}''</math>                  Celosia <math>\emptyset = \frac{1}{4}'' @ 60^\circ</math>                  1 barra <math>\emptyset = \frac{3}{8}''</math></p>	1.52	2.50	Cumple	No
 <p>Celosia <math>\emptyset = \frac{3}{8}'' @ 60^\circ</math>                  2 barras <math>\emptyset = \frac{1}{2}''</math>                  Celosia <math>\emptyset = \frac{3}{8}'' @ 60^\circ</math>                  1 barra <math>\emptyset = \frac{3}{8}''</math></p>	3.14	3.125	No cumple	Se cambia el diámetro la barra de la cuerda inferior a $\frac{1}{2}''$
 <p>Celosia <math>\emptyset = \frac{1}{4}'' @ 60^\circ</math>                  2 barras <math>\emptyset = \frac{1}{2}''</math>                  Celosia <math>\emptyset = \frac{1}{4}'' @ 60^\circ</math>                  1 barra <math>\emptyset = \frac{3}{8}''</math></p>	1.25	2.50	Cumple	No

#### 4.4.3.2. Revisión estructural de elementos primarios

##### a) VIGA DE ALMA ABIERTA TIPO VM-1

La figura 4.105 muestra la sección de la viga VM-1 obtenida en la etapa de diseño. Para calcular la deflexión resultante de la aplicación de las cargas de servicio es necesario calcular el momento de inercia en eje fuerte de la sección, para lo cual se utilizan los valores de las tablas de propiedades de los perfiles del **AISC** que se presentan en el Anexo 2.1.

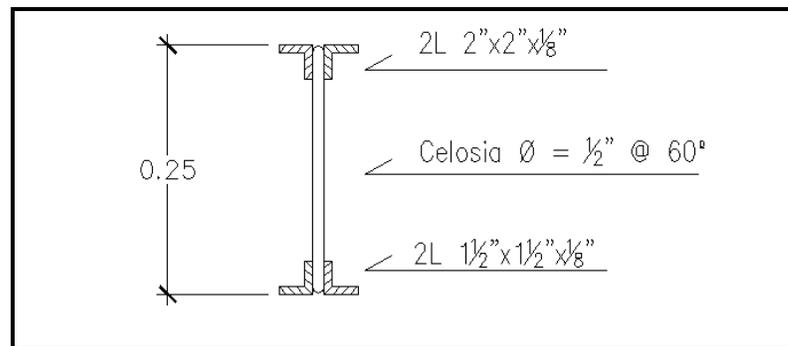


Figura 4.105. Dimensiones de la viga tipo VM-1.

##### Cálculo del momento de inercia de la sección (I).

En base a la figura 4.105 se realiza el cálculo del centroide de la sección de la viga y posteriormente la inercia en su eje fuerte x-x.

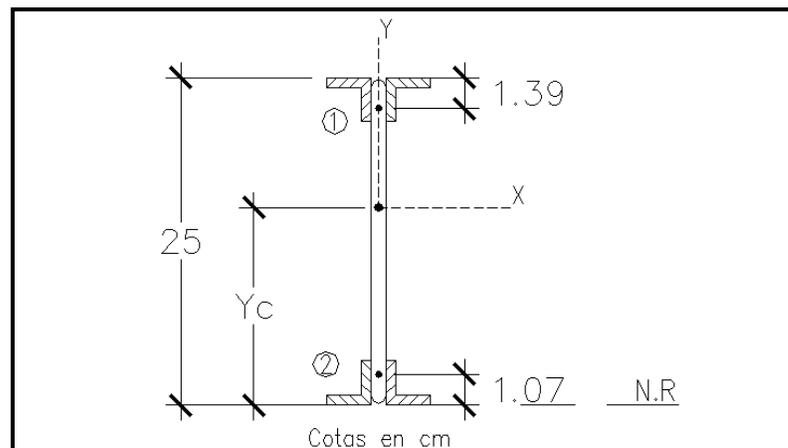


Figura 4.106. Cálculo de centroide y momento de inercia de la sección de la viga VM-1.

En la figura anterior (fig. 4.106) se muestra la localización del centroide de la cuerda superior e inferior de la viga; el área y el momento de inercia alrededor del eje mayor de las cuerdas se resumen en la siguiente tabla.

Miembro	Centroide (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Inercia (cm <sup>4</sup> )
Cuerda superior	1.39	6.25	15.82
Cuerda inferior	1.07	4.63	6.49
	Σ	10.88	

El centroide de la sección ( $Y_c$ ) medido a partir del borde de la cuerda inferior es:

$$Y_c = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2}{A_1 + A_2}$$

$$Y_c = \frac{(6.25 \times 23.61) + (4.63 \times 1.07)}{6.25 + 4.63}$$

$$Y_c = 14.02 \text{ cm}$$

El momento de inercia de la sección, despreciando la contribución de la celosía, se calcula así:

$$I = \sum (I_{cm} + Ad^2) = [I_1 + A_1(Y_c - Y_1)^2] + [I_2 + A_2(Y_c - Y_2)^2]$$

$$I = [15.82 + 6.25 \times (14.02 - 23.61)^2] + [6.493 + 4.63 \times (14.02 - 1.07)^2]$$

$$I = 1373.57 \text{ cm}^4$$

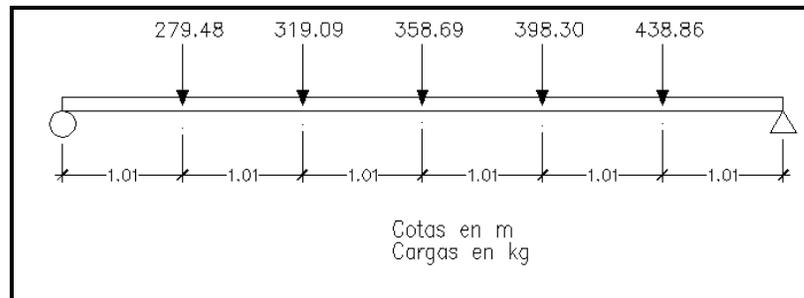
Se considera además una disminución del 75% del momento de inercia calculado por tratarse de un elemento de alma abierta, entonces el momento de inercia de la viga VM-1 es:

$$I = 0.75 \times 1373.57$$

$$I = 1030.18 \text{ cm}^4$$

### Cargas de servicio (Q = D+L)

La condición de cargas para calcular la deflexión es la suma de la carga muerta y viva (1.0D+1.0L), de manera que para el cálculo de la deflexión en la viga VM-1 se consideran las siguientes cargas.



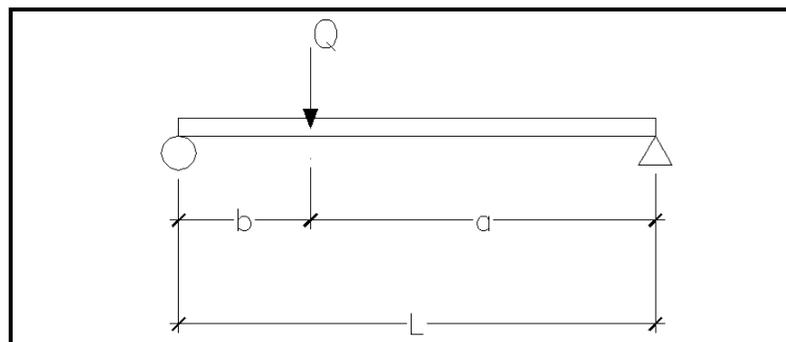
**Figura 4.107. Cargas de servicio para el cálculo de la deflexión en la viga tipo VM-1.**

### Cálculo de la deflexión máxima ( $\delta_{max}$ )

A partir del diagrama de momentos mostrado en la etapa de análisis estructural se establece que el momento máximo debido a cargas gravitacionales se localiza exactamente en el centro del claro y por ende la deflexión máxima. De esta manera se calcula por superposición la deflexión en el centro del claro a partir de las cargas de servicio mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_c = \frac{Qb(3L^2 - 4b^2)}{48EI}$$

La figura 4.108 muestra los factores que incluye esta ecuación.



**Figura 4.108. Deflexión en viga debido a una carga puntual.**

Se calcula la rigidez a flexión (EI):

$$EI = \left( 2.1 \times \frac{10^6 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) \times (1030.18 \text{ cm}^4)$$

$$EI = 2.16 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Empezando de izquierda a derecha se sustituyen los datos en la ecuación de la deflexión para cada una de las cargas.

$$\delta_{c_1} = \frac{279.48 \times 101 \times (3(606)^2 - 4(101)^2)}{48 \times 2.16 \times 10^9} = 0.29 \text{ cm}$$

$$\delta_{c_2} = \frac{319.09 \times 202 \times (3(606)^2 - 4(202)^2)}{48 \times 2.16 \times 10^9} = 0.58 \text{ cm}$$

$$\delta_{c_3} = \frac{358.69 \times 303 \times (3(606)^2 - 4(303)^2)}{48 \times 2.16 \times 10^9} = 0.77 \text{ cm}$$

Así sucesivamente se calcula la contribución de cada una de las cargas puntuales para la deflexión total en el centro del claro de la viga.

La deflexión debida a cada una de las cargas mostradas se resume en la siguiente tabla:

Punto	Carga Total (kg)	Deflexión "δ" (cm)
1	279.48	0.29
2	319.09	0.58
3	358.69	0.77
4	398.3	0.73
5	438.86	0.45
		<b>2.82</b>

La superposición de las cargas produce una deflexión:

$$\delta_{max} = 2.82 \text{ cm}$$

### Cálculo de la deflexión sugerida ( $\delta_{lim}$ )

La deflexión sugerida para éste caso es:

$$\delta_{lim} = \frac{L}{240} = \frac{606}{240}$$

$$\delta_{lim} = 2.525 \text{ cm}$$

Por tanto:

$$\delta_{max} > \delta_{lim}$$

$$2.82 \text{ cm} > 2.525 \text{ cm} \rightarrow \text{No cumple!!!}$$

### Cambios estructurales:

Debido a que la deflexión producida excede el límite sugerido entonces se propone cambiar las dimensiones de la viga. En éste caso se propone cambiar la sección de la cuerda inferior de un par de angulares de  $1 \frac{1}{2}'' \times 1 \frac{1}{2}'' \times 1/8''$  a un par de angulares de  $1 \frac{1}{2}'' \times 1 \frac{1}{2}'' \times 5/32''$ . Con éste cambio se obtiene el siguiente detalle del cálculo de la deflexión máxima.

Punto	Carga Total (kg)	Deflexión " $\delta$ " (cm)
1	438.86	0.40
2	398.30	0.64
3	358.69	0.68
4	319.09	0.51
5	279.48	0.25
		<b>2.49</b>

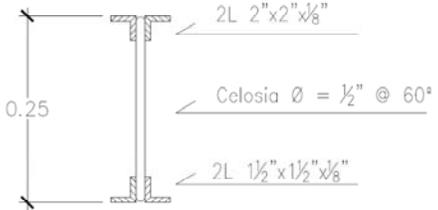
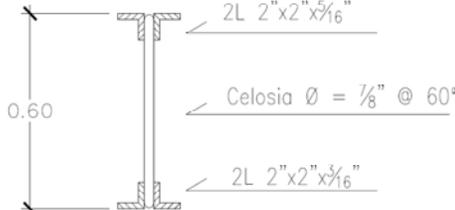
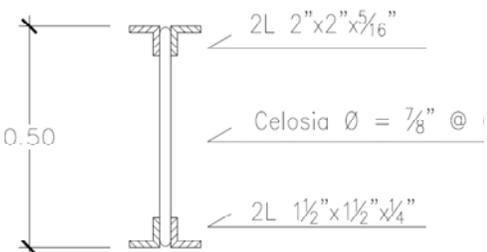
Por tanto:

$$\delta_{max} < \delta_{lim}$$

$$2.49 \text{ cm} > 2.525 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple!!!}$$

A continuación se resumen los resultados obtenidos del análisis de deflexiones para cada una de las tipologías de vigas anteriormente definidas con sus respectivos cambios.

**CUADRO RESUMEN DE REVISION Y CAMBIOS ESTRUCTURALES.**

SECCION DE VIGA	Deflexión máxima $\delta_{max}$ (cm)	Deflexión sugerida $\delta_{lim}$ (cm)	Revisión de la sección	Cambios
 <p>VM - 1</p>	2.78	2.53	No cumple	Se cambia la sección de la cuerda inferior por un par de ángulos de 1 1/2" x 1 1/2" x 5/32"
 <p>VM - 2</p>	7.45	6.30	No cumple	Se cambia la sección de la cuerda inferior por un par de ángulos de 2" x 2" x 5/16"
 <p>VM - 3</p>	5.45	5.05	No cumple	Se cambia la sección de la cuerda inferior por un par de ángulos de 2" x 2" x 1/4"

**NOTA:** es importante notar que los cambios generados en esta parte fueron a las secciones de los miembros, ya que un cambio en las dimensiones generales de estos implicaría más costos debido al incremento de las longitudes; sin embargo el cambio desarrollado implica un incremento del peso propio de la estructura. En todo caso, el cambio estructural queda a criterio del diseñador.

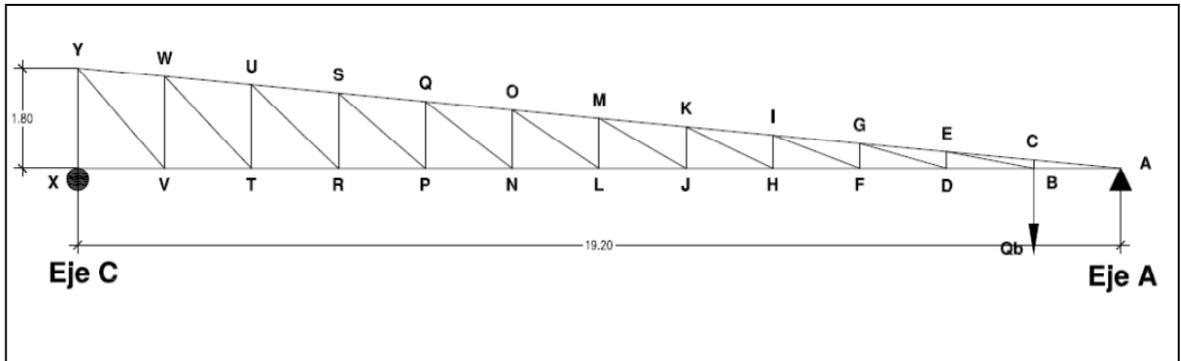
#### **b) ARMADURA TIPO T1**

En éste momento se ha determinado la configuración de todos los elementos que conforman la estructura del techo, ahora se analizan las flechas máximas que se generan en los elementos principales de la misma, para garantizar que se cumplirán los requisitos que se han mencionado en los capítulos anteriores. Están relacionados a criterios de funcionalidad y a criterios estéticos.

Para determinar las flechas máximas que se dan en las armaduras, se puede realizar mediante un análisis exacto para determinar el desplazamiento de cualquier punto de la armadura o es posible hacerlo mediante métodos aproximados. Un análisis definitivo de la armadura y para obtener un diseño óptimo en base a un criterio real se realiza la revisión de los desplazamientos por el método de carga virtual; éste es un método energético y tal como se explico anteriormente se aplica una carga virtual en el punto donde se necesita obtener el desplazamiento, el trabajo que realiza la carga está relacionado con la energía acumulada en el sistema de armadura debido a las cargas actuantes en el elemento a través de la siguiente ecuación:

$$\Sigma Q \delta_p = \Sigma F_Q \frac{F_p L}{AE}$$

En la misma se relaciona la energía acumulada en el sistema y el trabajo realizado por la carga virtual, en la figura 4.109 se muestra la condición de carga en la armadura cuando se le coloca en uno de los nudos (en el que se desea conocer el desplazamiento) una carga virtual, en éste caso igual a 1.0 Kg.



**Fig. 4.109.** Esquema de la armadura, cuando es aplicada una carga unitaria  $Q_b$ , en el nudo B

La carga mostrada en la figura 4.109, puede tener cualquier magnitud, comúnmente es utilizada una carga  $Q_b = 1.0 \text{ Kg}$ , de igual manera que cuando se analizaron las cargas internas en los elementos de la armadura debido a las cargas gravitacionales y accidentales, se realiza el análisis para determinar cuáles son las fuerzas internas en cada uno de los elementos debido a la carga unitaria que se está aplicando en el nudo B.

En esta etapa no se realizará el desglose de cómo se obtiene cada una de las fuerzas internas en los elementos, se realiza mediante el análisis de estática de toda la armadura, se muestran en la tabla 4.25 las acciones internas generadas en cada una de los elementos que componen la armadura por el efecto de la carga unitaria que actúa en el nudo B.

<b>Miembro</b>	<b>Fq (Kg)</b>	<b>Miembro</b>	<b>Fq (Kg)</b>
<b>AB</b>	9.7778	<b>LO</b>	0.3038
<b>AC</b>	-9.8207	<b>MO</b>	-0.8928
<b>BC</b>	0.0000	<b>NO</b>	-0.1429
<b>BD</b>	4.4444	<b>NP</b>	0.4444
<b>BE</b>	5.4263	<b>NQ</b>	0.2381
<b>CE</b>	-9.8207	<b>OQ</b>	-0.6377
<b>DE</b>	-0.5000	<b>PQ</b>	-0.1250
<b>DF</b>	2.6667	<b>PR</b>	0.2963
<b>DG</b>	1.8468	<b>PS</b>	0.1938
<b>EG</b>	-4.4639	<b>QS</b>	-0.4464
<b>FG</b>	-0.3333	<b>RS</b>	-0.1111
<b>FH</b>	1.7778	<b>RT</b>	0.1778
<b>FI</b>	0.9493	<b>RU</b>	0.1625
<b>GI</b>	-2.6784	<b>SU</b>	-0.2976
<b>HI</b>	-0.2500	<b>TU</b>	-0.1000
<b>HJ</b>	1.2444	<b>TV</b>	0.0808
<b>HK</b>	0.5890	<b>TW</b>	0.1393
<b>IK</b>	-1.7856	<b>UW</b>	-0.1786
<b>JK</b>	-0.2000	<b>VW</b>	-0.0909
<b>JL</b>	0.8889	<b>VX</b>	0.0000
<b>JM</b>	0.4079	<b>VY</b>	0.1216
<b>KM</b>	-1.2499	<b>WY</b>	-0.0812
<b>LM</b>	-0.1667	<b>XY</b>	-0.0833
<b>LN</b>	0.6349		

**Tabla 4.25 Acciones internas debido a la carga unitaria aplicada en el nudo B**

Para poder determinar la deformación, se utilizan las cargas de servicio sin factorizar, es decir las cargas viva y muerta de los elementos de la armadura. También es importante conocer las dimensiones de cada una de los elementos de la armadura, como ya son conocidos los perfiles que conforman la armadura, se muestra a continuación en la tabla 4.26 las cargas de servicio a las que están sometidos los elementos de la armadura y las dimensiones necesarias para poder determinar los desplazamientos en cada uno de los nudos de la armadura.

FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS DE LA ARMADURA											
BARRA	MUERTA (Kg)	VIVA (Kg)	TOTAL (Kg)	LONGITUD (M)	AREA (plg2)	BARRA	MUERTA (Kg)	VIVA (Kg)	TOTAL (Kg)	LONGITUD (M)	AREA (plg2)
AB	20026.17	8729.35	28755.52	1.60	2.62	LO	4109.78	1844.01	5953.79	1.91	0.90
AC	-20113.98	-8767.63	-28881.61	1.61	3.84	MO	-14757.14	-6535.45	-21292.59	1.61	3.84
BC	-272.73	-113.63	-386.36	0.15	0.90	NO	-2205.47	-980.82	-3186.29	1.05	0.90
BD	18571.61	8123.32	26694.93	1.60	2.62	NP	8316.12	3657.47	11973.59	1.60	2.62
BE	1479.91	616.59	2096.5	1.63	0.90	NQ	3675.78	1634.71	5310.49	2.00	0.90
CE	-20113.98	-8767.63	-28881.61	1.61	3.84	OQ	-11306.1	-4987.01	-16293.11	1.61	3.84
DE	-354.54	-147.71	-502.25	0.30	0.90	PQ	-2147.98	-949.12	-3097.1	1.20	0.90
DF	17311	7598.12	24909.12	1.60	2.62	PR	5770.36	2532.59	8302.95	1.60	2.62
DG	1309.51	545.59	1855.1	1.66	0.90	PS	3330.87	1471.8	4802.67	2.09	0.90
EG	-18653.04	-8158.94	-26811.98	1.61	3.84	QS	-8352.58	-3673.51	-12026.09	1.61	3.84
FG	-400.01	-166.66	-566.67	0.45	0.90	RS	-2072.97	-911.84	-2984.81	1.35	0.90
FH	16244.3	7153.7	23398	1.60	2.62	RT	3559.19	1559.95	5119.14	1.60	2.62
FI	1139.24	474.64	1613.88	1.71	0.90	RU	3030.92	1333.22	4364.14	2.19	0.90
GI	-17386.91	-7631.43	-25018.34	1.61	3.84	SU	-5795.66	-2543.69	-8339.35	1.61	3.84
HI	-409.11	-170.54	-579.65	0.60	0.90	TU	-1974.77	-866.11	-2840.88	1.50	0.90
HJ	15371.53	6789.87	22161.4	1.60	2.62	TV	1644.26	720.09	2364.35	1.60	2.62
HK	963.9	401.81	1365.71	1.77	0.90	TW	2750.76	1206.45	3957.21	2.30	0.90
IK	-16315.53	-7185.07	-23500.6	1.61	3.84	UW	-3574.8	-1566.79	-5141.59	1.61	3.84
JK	-381.84	-159.16	-541	0.75	0.90	VW	-1849.8	-810.1	-2659.9	1.65	0.90
JL	14692.71	6506.92	21199.63	1.60	2.62	VX	0	0	0	1.60	2.62
JM	778.85	324.65	1103.5	1.84	0.90	VY	2474.94	1083.88	3558.82	2.41	0.90
KM	-15438.94	-6819.65	-22258.59	1.61	3.84	WY	-1651.47	-723.25	-2374.72	1.61	3.84
LM	-2254.86	-1011.73	-3266.59	0.90	0.90	XY	-4564.75	-1813.96	-6378.71	1.80	0.90
LN	11256.74	4965.24	16221.98	1.60	2.62						

Tabla 4.26 Resumen de las cargas de servicio y dimensiones de los elementos de la armadura.

Conociendo las cargas internas que genera el sistema de fuerzas en el sistema y conociendo las cargas internas que genera la carga unitaria en los elementos de la armadura y considerando como constantes el módulo de elasticidad del acero ( $E = 2.1 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}$ ) realizamos los cálculos necesarios para obtener el desplazamiento vertical en el nudo B.

$$E = 2.1 \times 10^6 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$1 \text{ pulg}^2 = 6.4516 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ m}^2 = 100 \text{ cm}^2$$

Realizando las conversiones requeridas para los elementos y tomando en cuenta que la ecuación es la sumatoria de los productos de la longitud de cada elemento por las acciones internas debidas a las cargas de servicio por las acciones internas debidas a la carga virtual divididos por el área de cada una de las secciones, es posible generar una hoja de cálculo simple (Tabla 4.39) para realizar estos procedimientos y luego incluir el efecto del módulo de elasticidad del acero para determinar el desplazamiento en el nudo.

En base a lo obtenido en la tabla 4.39 determinamos lo siguiente:

$$\sum F_q \frac{F_p L}{A} = 11803769.14 \text{ Kg/cm}$$

Como

$$\sum Q \delta_P = \sum F_Q \frac{F_P L}{AE}; \text{ Donde } Q = 1.00 \text{ Kg}$$

$$\delta_P = \frac{1}{E} \cdot \sum F_Q \frac{F_P L}{A}$$

El desplazamiento vertical, conocido como la flecha, en el nudo B es también igual a:

$$\delta_B = \frac{1}{2.1 \times 10^6} \cdot 11803769.14$$

$$\delta_B = 5.62 \text{ cm}$$

Las recomendaciones para techos con vigas que soportan cielorraso sin yeso o componentes quebradizos es de:

$$\delta_{max} = L/240 = 19.20/240 = 0.08 \text{ m} = 8.00 \text{ cm}$$

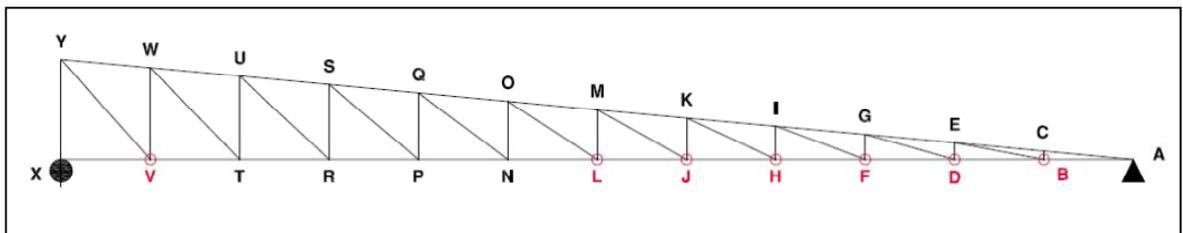
Comparando el valor de la deformación en el nudo B, podemos concluir que no excede el desplazamiento vertical máximo en éste nudo, debemos realizar el mismo análisis para cada uno de los nudos a fin de determinar cuál es la deformación o desplazamiento máximo que la armadura tendrá.

Miembro	Fq (Kg)	Fp (Kg)	L (mts)	A (cm2)	FqFpL/A
AB	9.7778	28755.52	160.00	16.90	2661924.01
AC	-9.8207	-28881.61	161.00	24.77	1843587.32
BC	0.0000	-386.36	15.00	5.82	0.00
BD	4.4444	26694.93	160.00	16.90	1123246.83
BE	5.4263	2096.50	163.00	5.82	318612.85
CE	-9.8207	-28881.61	161.00	24.77	1843587.32
DE	-0.5000	-502.25	30.00	5.82	1294.46
DF	2.6667	24909.12	160.00	16.90	628877.16
DG	1.8468	1855.10	166.00	5.82	97717.49
EG	-4.4639	-26811.98	161.00	24.77	777934.82
FG	-0.3333	-566.67	45.00	5.82	1460.34
FH	1.7778	23398.00	160.00	16.90	393817.41
FI	0.9493	1613.88	171.00	5.82	45014.02
GI	-2.6784	-25018.34	161.00	24.77	435545.77
HI	-0.2500	-579.65	60.00	5.82	1493.94
HJ	1.2444	22161.40	160.00	16.90	261090.14
HK	0.5890	1365.71	177.00	5.82	24463.81
IK	-1.7856	-23500.60	161.00	24.77	272748.89
JK	-0.2000	-541.00	75.00	5.82	1394.33
JL	0.8889	21199.63	160.00	16.90	178408.06
JM	0.4079	1103.50	184.00	5.82	14230.52
KM	-1.2499	-22258.59	161.00	24.77	180830.96
LM	-0.1667	-3266.59	90.00	5.82	8420.73
LN	0.6349	16221.98	160.00	16.90	97508.50
LO	0.3038	5953.79	191.00	5.82	59359.70
MO	-0.8928	-21292.59	161.00	24.77	123561.32

NO	-0.1429	-3186.29	105.00	5.82	8214.55
NP	0.4444	11973.59	160.00	16.90	50376.93
NQ	0.2381	5310.49	200.00	5.82	43451.12
OQ	-0.6377	-16293.11	161.00	24.77	67533.66
PQ	-0.1250	-3097.10	120.00	5.82	7982.22
PR	0.2963	8302.95	160.00	16.90	23291.49
PS	0.1938	4802.67	209.00	5.82	33424.11
QS	-0.4464	-12026.09	161.00	24.77	34893.82
RS	-0.1111	-2984.81	135.00	5.82	7692.04
RT	0.1778	5119.14	160.00	16.90	8617.12
RU	0.1625	4364.14	219.00	5.82	26685.37
SU	-0.2976	-8339.35	161.00	24.77	16131.14
TU	-0.1000	-2840.88	150.00	5.82	7321.86
TV	0.0808	2364.35	160.00	16.90	1808.66
TW	0.1393	3957.21	230.00	5.82	21784.37
UW	-0.1786	-5141.59	161.00	24.77	5968.69
VW	-0.0909	-2659.90	165.00	5.82	6854.73
VX	0.0000	0.00	160.00	16.90	0.00
VY	0.1216	3558.82	241.00	5.82	17919.82
WY	-0.0812	-2374.72	161.00	24.77	1253.34
XY	-0.0833	-6378.71	180.00	5.82	16433.40
$\Sigma FqFpL/A$					<b>11803769.14</b>

**Tabla 4.27** Hoja de cálculo para la energía acumulada en el sistema de armadura.

De igual forma son calculados los desplazamientos en cada uno de los nudos de la armadura, para revisar que estos no exceden del límite establecido anteriormente, los resultados de los primeros 6 nudos y del nudo V se muestran a continuación (Fig. 110):



**Fig. 4.110** Esquema de los puntos de los cuales se ha calculado la deflexión.

$$\delta_B = 5.62 \text{ cm} \quad \delta_D = 7.64 \text{ cm}$$

$$\delta_F = 8.58 \text{ cm} \quad \delta_H = 8.85 \text{ cm}$$

$$\delta_J = 8.65 \text{ cm} \quad \delta_L = 8.08 \text{ cm}$$

$$\delta_V = 1.56 \text{ cm}$$

De la evaluación de los nudos anteriores podemos observar como el mayor desplazamiento vertical sucede en el nudo H y es de 8.85 m, que excede el límite de deformación permitido para la armadura, esto implica que a pesar de que la armadura cumple con el estado límite de resistencia, está por debajo del estado límite de servicio y éste factor nos lleva a replantear los elementos de la armadura.

Anteriormente en el diseño de la armadura se propuso utilizar el mismo elemento para las barras ubicadas en posición horizontal y las barras en posición diagonal, realizaremos la misma adecuación con respecto a las cuerdas superior e inferior, la cuerda inferior tiene elementos más robustos debido a que tiene que satisfacer el requisito de pandeo en el elemento además de la compresión axial que llega a éstos. La modificación sugerida se presenta en la tabla 4.28, en la cual se mantienen las propiedades de todas las barras a excepción de la cuerda superior, en donde se eleva el espesor de las barras a 3/8 “.

**Tabla 4.28. Resumen de elementos que componen la armadura.**

Fuerza axial de diseño (kgf) y perfil seleccionado		Tipo de elemento
Carga	Perfil	
7776.53 (C)	L 2 1/2 x 2 1/2 x 3/16	Vertical
35548.29 (T)	2 perfiles L 3 x 2 1/2 x 3/8	C. inferior
35232.02 (C)	2 perfiles L 3 x 2 1/2 x 3/8	C. superior
7206.77 (T)	L 2 1/2 x 2 1/2 x 3/16	Diagonal

Con esta nueva configuración de los elementos que conforman la armadura, se hace nuevamente la revisión de los desplazamientos máximos que se obtienen en la armadura, como ejemplo se toma siempre el nudo B, para el cual no cambian los efectos en la carga unitaria, la modificación básicamente se da en el efecto de la energía acumulada en la

estructura, en la tabla 4.29 se muestra en resumen cual es la sumatoria de la energía acumulada del sistema.

De los resultados obtenidos de la tabla, introducimos a la ecuación:

$$\sum \frac{F_p L}{A} = 10078861.40 \text{ Kg/cm}$$

Como

$$\Sigma Q \delta_P = \Sigma F_Q \frac{F_P L}{AE}; \text{ Donde } Q = 1.00 \text{ Kg}$$

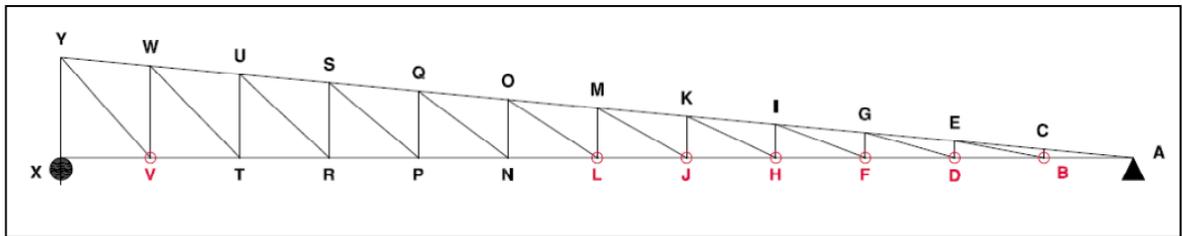
$$\delta_P = \frac{1}{E} \cdot \Sigma F_Q \frac{F_P L}{A}$$

El desplazamiento vertical, conocido como la flecha, en el nudo B es también igual a:

$$\delta_B = \frac{1}{2.1 \times 10^6} \cdot 10078861.40$$

$$\delta_B = 4.80 \text{ cm}$$

Los desplazamientos en los otros nudos que se analizaron se muestran:



**Fig. 4.111 Esquema de los puntos en los cuales se ha calculado la deflexión.**

$$\delta_D = 6.44 \text{ cm} \quad \delta_F = 7.20 \text{ cm}$$

$$\delta_H = 7.42 \text{ cm} \quad \delta_J = 7.26 \text{ cm}$$

$$\delta_L = 6.79 \text{ cm} \quad \delta_V = 1.31 \text{ cm}$$

Observamos que para esta configuración de la armadura, se cumple tanto con los estados límite de resistencia como los estados límite de servicio, por lo tanto en éste punto se puede considerar la armadura completamente diseñada para resistir ambos estados límite y en general todos los elementos que componen la estructura de techos, en base a las dimensiones últimas que se calcularon, se generarán los planos estructurales.

Miembro	Fq (Kg)	Fp (Kg)	L (cm)	A (cm2)	FqFpL/A
AB	9.7778	28755.52	160.00	24.77	1816169.39
AC	-9.8207	-28881.61	161.00	24.77	1843587.32
BC	0.0000	-386.36	15.00	5.82	0.00
BD	4.4444	26694.93	160.00	24.77	766365.42
BE	5.4263	2096.50	163.00	5.82	318612.85
CE	-9.8207	-28881.61	161.00	24.77	1843587.32
DE	-0.5000	-502.25	30.00	5.82	1294.46
DF	2.6667	24909.12	160.00	24.77	429068.39
DG	1.8468	1855.10	166.00	5.82	97717.49
EG	-4.4639	-26811.98	161.00	24.77	777934.82
FG	-0.3333	-566.67	45.00	5.82	1460.34
FH	1.7778	23398.00	160.00	24.77	268692.54
FI	0.9493	1613.88	171.00	5.82	45014.02
GI	-2.6784	-25018.34	161.00	24.77	435545.77
HI	-0.2500	-579.65	60.00	5.82	1493.94
HJ	1.2444	22161.40	160.00	24.77	178135.78
HK	0.5890	1365.71	177.00	5.82	24463.81
IK	-1.7856	-23500.60	161.00	24.77	272748.89
JK	-0.2000	-541.00	75.00	5.82	1394.33
JL	0.8889	21199.63	160.00	24.77	121723.71
JM	0.4079	1103.50	184.00	5.82	14230.52
KM	-1.2499	-22258.59	161.00	24.77	180830.96
LM	-0.1667	-3266.59	90.00	5.82	8420.73
LN	0.6349	16221.98	160.00	24.77	66527.80
LO	0.3038	5953.79	191.00	5.82	59359.70
MO	-0.8928	-21292.59	161.00	24.77	123561.32
NO	-0.1429	-3186.29	105.00	5.82	8214.55
NP	0.4444	11973.59	160.00	24.77	34371.02
NQ	0.2381	5310.49	200.00	5.82	43451.12
OQ	-0.6377	-16293.11	161.00	24.77	67533.66
PQ	-0.1250	-3097.10	120.00	5.82	7982.22
PR	0.2963	8302.95	160.00	24.77	15891.25
PS	0.1938	4802.67	209.00	5.82	33424.11
QS	-0.4464	-12026.09	161.00	24.77	34893.82
RS	-0.1111	-2984.81	135.00	5.82	7692.04
RT	0.1778	5119.14	160.00	24.77	5879.26
RU	0.1625	4364.14	219.00	5.82	26685.37
SU	-0.2976	-8339.35	161.00	24.77	16131.14
TU	-0.1000	-2840.88	150.00	5.82	7321.86
TV	0.0808	2364.35	160.00	24.77	1234.01
TW	0.1393	3957.21	230.00	5.82	21784.37
UW	-0.1786	-5141.59	161.00	24.77	5968.69
VW	-0.0909	-2659.90	165.00	5.82	6854.73
VX	0.0000	0.00	160.00	24.77	0.00
VY	0.1216	3558.82	241.00	5.82	17919.82
WY	-0.0812	-2374.72	161.00	24.77	1253.34
XY	-0.0833	-6378.71	180.00	5.82	16433.40
<b>ΣFqFpL/A</b>					<b>10078861.40</b>

**Tabla 4.29 Resumen de energía acumulada en el sistema con la nueva configuración de la armadura.**

#### 4.5. FASE ANALITICA DEL PROCESO DEL DISEÑO UTILIZANDO SOFTWARE SAP 2000

Esta fase comprende las etapas de cálculo estructural haciendo uso del software especializado de diseño en tres dimensiones SAP 2000, para el cual se debe utilizar la información considerada en la fase de conceptualización, donde se determinan los parámetros geométricos y estructurales del ejemplo de aplicación. Es decir se inicia a partir de la determinación de las cargas a las que está sometido los elementos secundarios de la estructura, esto como una limitación del software para poder colocar una superficie inclinada que transmita las cargas a todos los elementos donde se encuentra apoyado.

Para poder comprender de mejor forma los resultados que se obtendrán del software se presenta a continuación los pasos esenciales en el desarrollo del diseño, en los cuales se detalla el procedimiento con el que se obtuvo cada uno de los resultados para los elementos que conforman la estructura de techo.

##### i. DETERMINACION DE LAS UNIDADES DE TRABAJO

En este paso se determinan las unidades con las que se ejecuta el programa, sistema en el cual se debe ingresar la información al software y en el que se obtendrán los resultados del mismo, para que sean consistentes entre ambos.

El sistema de unidades que utiliza para el desarrollo del presente proyecto es el Sistema Internacional, utilizando para las unidades de longitud metros (m), para las unidades de peso KiloNewton (KN). Con estas unidades se trabajan toda la información referente a los elementos que constituyen la estructura de techo.

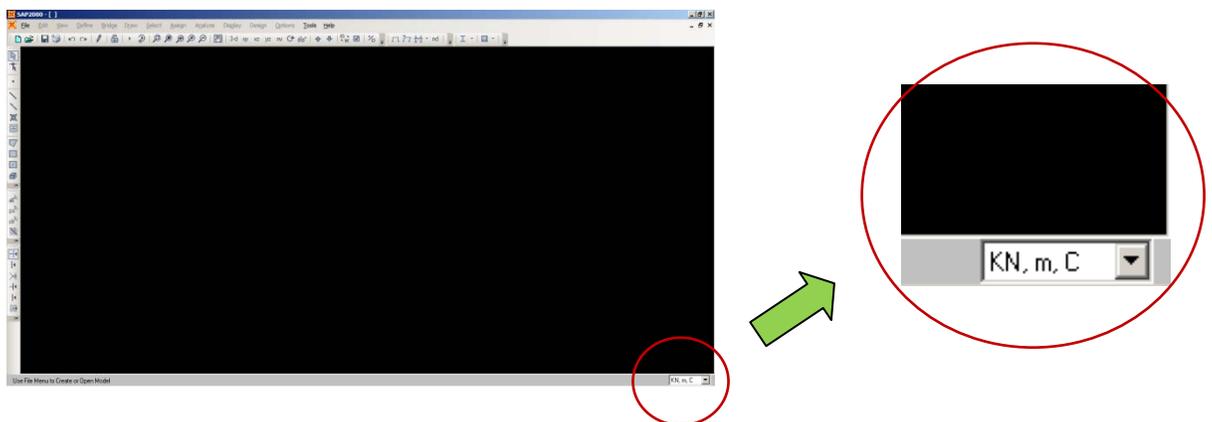


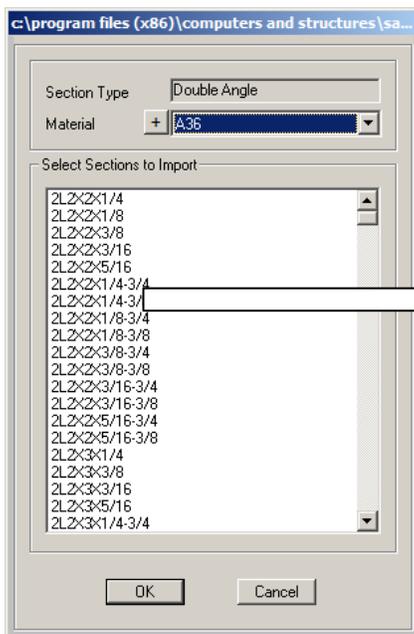
Fig. 4.112 Definición de las unidades de trabajo en el software.

## ii. DEFINICION DE MATERIALES Y SECCIONES TRANSVERSALES

En esta etapa se definen los materiales a utilizar para el diseño y las secciones transversales que serán evaluadas para definir los elementos que conforman la estructura de techos.

Para la definición de los materiales, por defecto el software proporciona las características de los materiales más comunes en el diseño estructural; para la aplicación al proyecto actual se define el **acero ASTM A36** como material para de diseño, pues en base a este material se ha realizado todo el análisis de la estructura. Para dicho material, el software tiene definidas las características físicas y mecánicas, por lo que solo es necesario seleccionarlo desde una lista al generar las secciones adicionales o al seleccionar las secciones transversales de la biblioteca que tiene el programa.

Las secciones transversales se pueden catalogar en dos grupos, las secciones existentes en la base del software, que son las que se encuentran en las bibliotecas existentes y que contienen la información de diferentes secciones transversales típicas que se utilizan en el diseño de elementos a base de acero, estos elementos son las secciones tipo ángulo (Secciones L) y secciones de doble ángulo que componen la armadura como elemento principal de la estructura de techo.



Tipo de sección según la designación del AISC, se indica una sección de dos perfiles angulares de alas iguales de 2" y espesor de 3/16"

El otro grupo está conformado por las secciones que deben ser definidas por el usuario, estas son las que no se encuentran dentro de las librerías del software y por tanto es necesario ingresar en el mismo la geometría general y los parámetros mecánicos de cada una de las secciones a definir. Para el proyecto actual estos elementos son los polines espaciales y las vigas de alma abierta (Macomber), que por ser elementos armados, las características y los parámetros mecánicos no se encuentran tabulados en las librerías del software, por tanto es necesario ingresar toda la información requerida para que el software pueda reconocerlos y utilizarlos en las revisiones de iteración para definir el diseño de cada uno de los elementos de la estructura de techos.

En el anexo 4.5 se muestran las tablas que contienen la información a ingresar al software, para el caso de los largueros y las vigas de alma abierta, que son conformadas por barras de acero y por perfiles estructurales respectivamente, en las cuales nos interesa el valor de la capacidad de momento resistente, la capacidad de cortante resistente y las propiedades geométricas de cada perfil.

Section Name	Value
Joist Section Name	P25S1C1/4
Design Type	Envelope (Like the KCS Series Joists)
Material	A36
Display Color	Yellow
Moment Capacity (KN-m)	4.47
Shear Capacity (KN)	1.34
Minimum Span (mm)	1000
Maximum Span (mm)	7500
Depth (mm)	250
Unit Mass (kg/m)	7.4
Analysis I33 (cm4)	346.55

En el cuadro de diálogo se muestra el ingreso de la información requerida por el software para definir por el usuario una sección transversal de un polín espacial, en base a la tabla 4.xx

### iii. DEFINICION DE LOS TIPOS Y COMBINACIONES DE CARGA

En esta fase se definen los tipos de carga a los que están sometidos los elementos que conforman la estructura de techos y las diferentes combinaciones de carga para el diseño de los mismos.

Los tipos de carga están determinados por las condiciones de cada región, similarmente al diseño tradicional manual, solamente se seleccionan cargas Muerta (D), Viva (L), Viento (W) y carga de sismo (E), para las cuales se selecciona un tipo de análisis lineal y estático, con el propósito de poder comparar los resultados obtenidos con el procedimiento manual contra los que proporciona el software.

Las combinaciones de carga están basadas en las especificaciones para cargas últimas del LRFD, y son las mismas combinaciones que se utilizaron en la fase de diseño de los elementos de la estructura de techo sin el software. A continuación se muestra en la Figura 4.113 la fase de ingreso de los tipos y combinaciones de carga de carga al software.

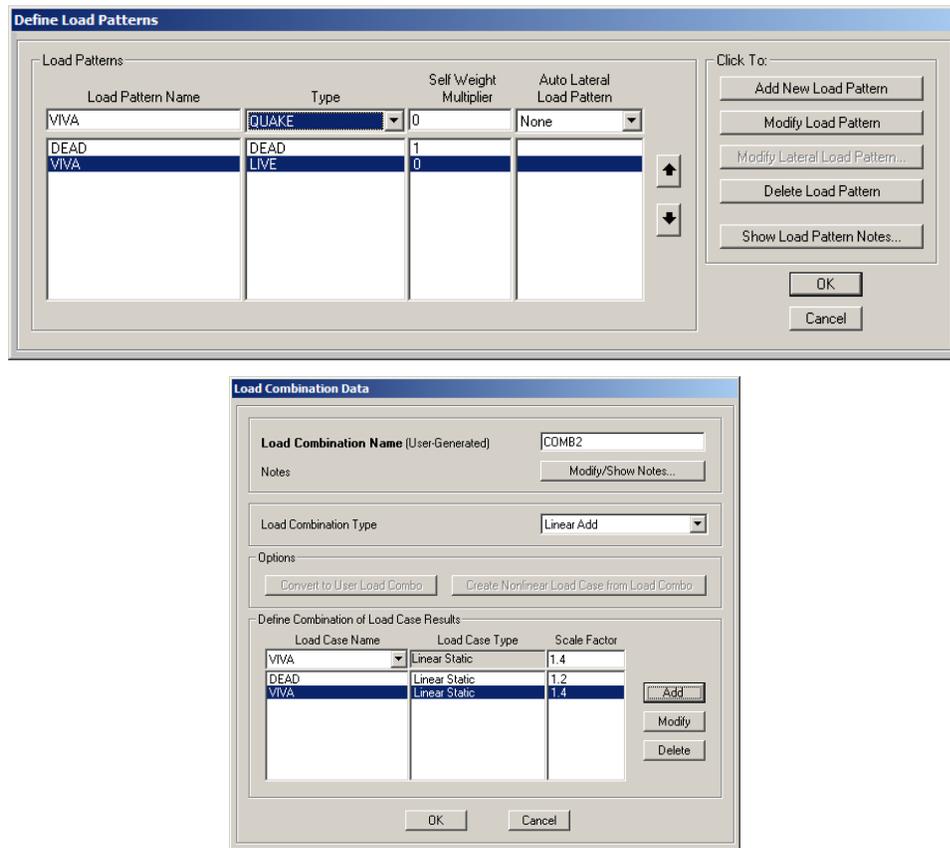
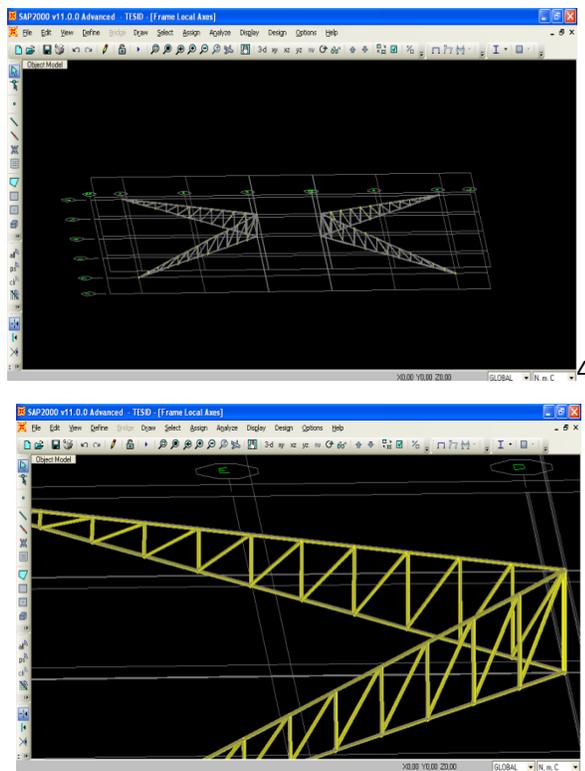


Fig. 4.113 Ingreso al software de los tipos y combinaciones de carga.

#### iv. DIBUJO Y MODELADO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFOMAN EL MODELO.

Posterior a la definición de materiales y secciones transversales de los elementos estructurales a utilizar, las unidades de medida y los tipos y combinaciones de carga, se genera el modelo de toda la estructura, de tal manera que sea una representación real de la estructura a diseñar. Esto se hace mediante la generación de una GRID o enmallado de base, sobre el cual se colocaran uno a uno los diferentes elementos que constituyen la estructura de techo.

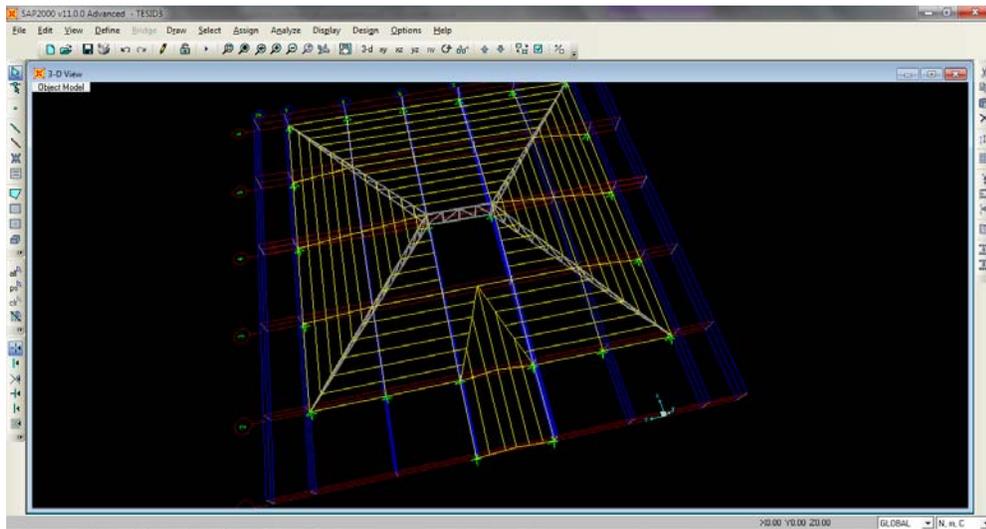
El modelado se realiza desde los elementos principales hacia los elementos secundarios, es decir los primeros elementos que se colocan en el modelo son las armaduras para este caso, son los elementos más cargados y a los que llegan la totalidad de las cargas que se generan en toda la estructura.



**Fig. 4.114 Generación de los elementos principales (Armadura) de la estructura de techos.**

Se colocan a continuación los demás elementos, las vigas de alma abierta y los polines espaciales, estos son colocados debidamente con el tipo de sección con la que se diseñaran, que fueron definidas en los pasos anteriores como la definición de las secciones transversales,

a continuación se muestra la totalidad de la armadura cargada en el software, que incluye las armaduras, vigas de alma abierta y los largueros.

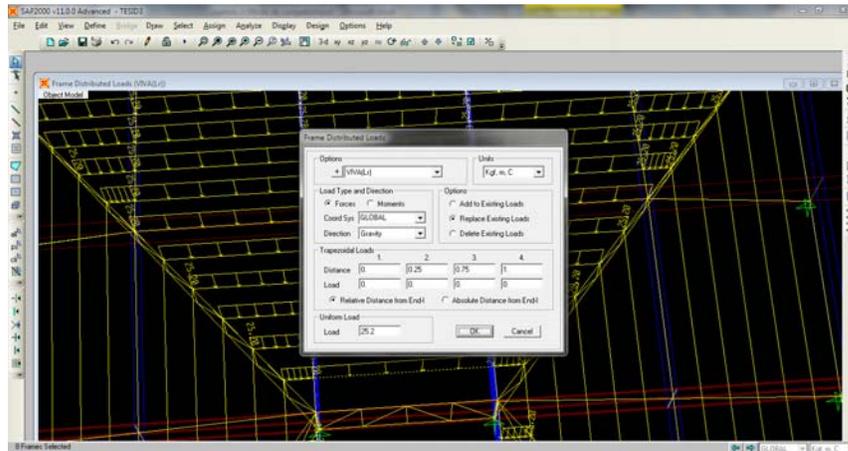


**Fig. 4.115 Vista de la geometría completa de la estructura de techos modelada en SAP2000.**

**v. ASIGNACION DE LAS CARGAS A LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS.**

En esta etapa, se le asigna a cada uno de los elementos secundarios (Largueros) la carga distribuida para cada uno de los tipos de carga a los que estará sometido, esto se realiza como una limitación del programa para poder trasladar las cargas a sus apoyos desde las superficies inclinadas y no rígidas, por lo que es necesario que se ingrese la carga distribuida en cada uno de los largueros.

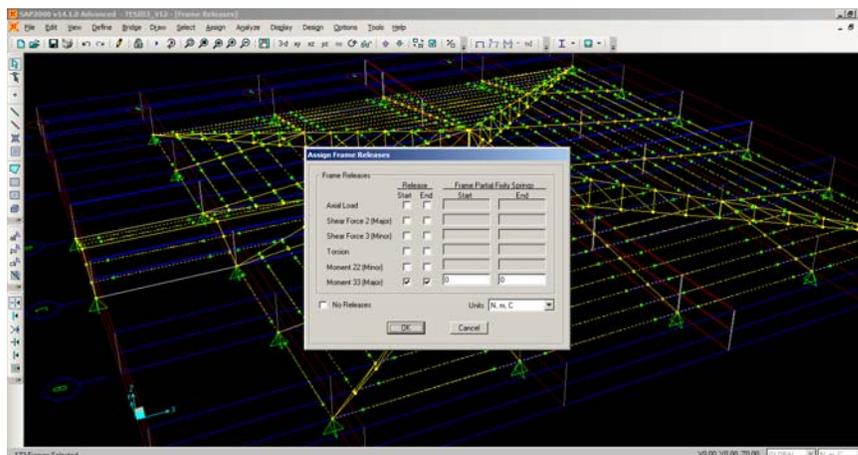
No es necesario ingresar más información además de los datos ingresados para cada larguero, debido a que automáticamente el software en la etapa de análisis distribuye las cargas hacia cada elemento sobre el que se encuentra apoyado.



**Fig. 4.116** Asignación de las cargas distribuidas en cada larguero que conforma la estructura.

**vi. ASIGNACION DEL TIPO DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA Y DE LOS ELEMENTOS.**

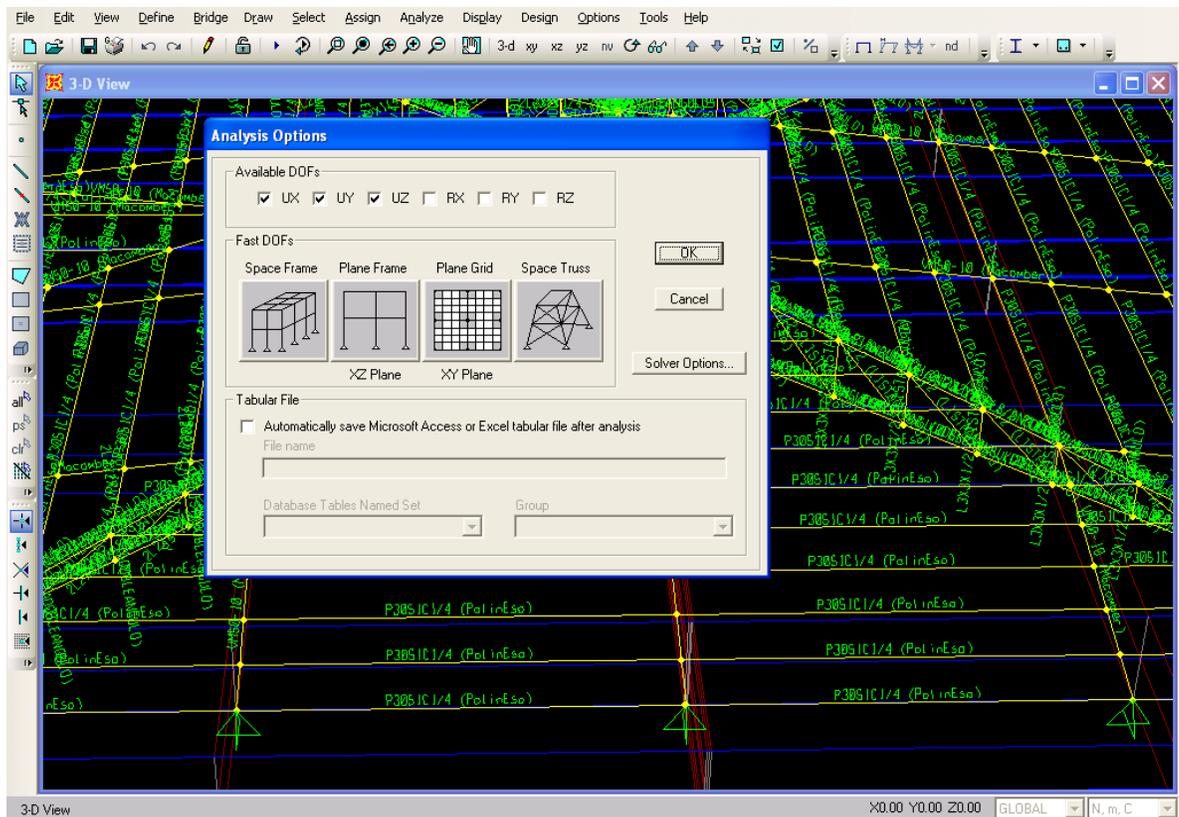
En la etapa de modelado de la estructura de techos se realiza la asignación de los tipos de apoyo para los elementos principales, es decir las restricciones en sus extremos que deben ser coincidentes al comportamiento real que se espera que tenga la estructura. En esta etapa es necesaria una revisión de estos apoyos además de definir para cada uno de los elementos las restricciones parciales de cada elemento, por ejemplo si transmitirán momento en sus apoyos; las cargas que transmitirán los elementos secundarios a los elementos primarios serán definidos en esta etapa para obtener los resultados deseados.



**Fig. 4.117.** Asignación de las restricciones parciales para todos los elementos.

**vii. AJUSTE DE LAS OPCIONES DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.**

En esta etapa se definen las opciones de análisis de la estructura, además de las preferencias del diseño, anteriormente se definieron las combinaciones de carga, estas serán retomadas para asignarlas a las preferencias de diseño. También es necesario definir en el software el tipo de análisis a realizar, para el modelo planteado se define como un análisis en tres dimensiones y del tipo estático, con el propósito de obtener una base de comparación con respecto al modelo desarrollado sin la herramienta de diseño computacional.



**Fig. 4.118 Asignación de las preferencias de análisis del modelo de la estructura.**

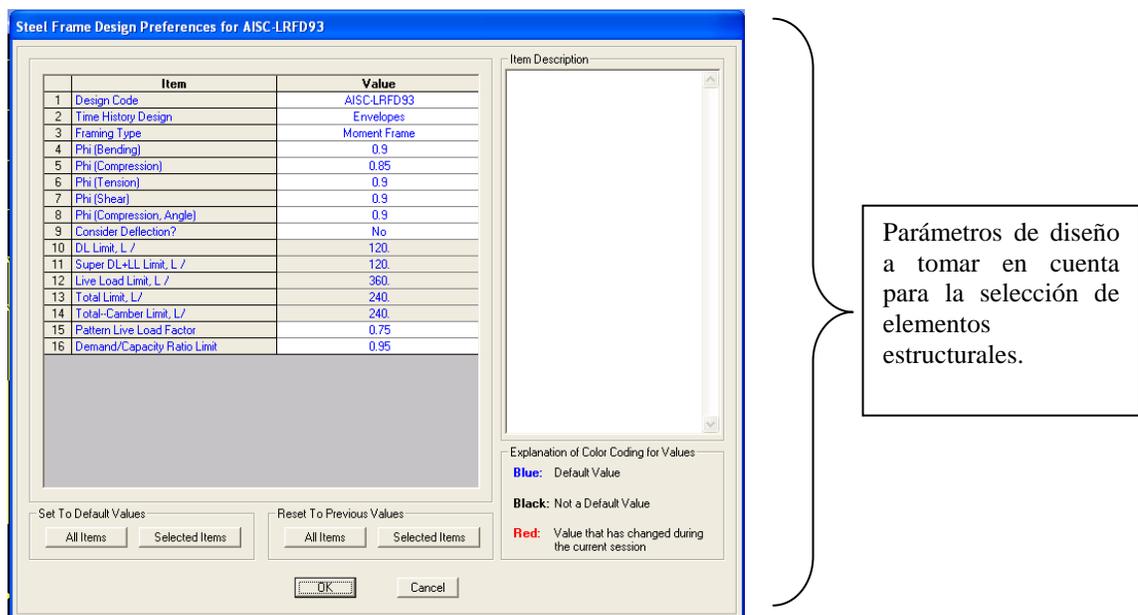
El siguiente paso a desarrollar cuando se completan todos los pasos anteriormente descritos, es la de realizar el análisis de toda la estructura en conjunto, del cual se obtendrán las acciones internas y los esfuerzos a los que está sometido cada uno de los elementos de la estructura y a continuación el desarrollo del diseño final de la estructura de techos.

### viii. DISEÑO DE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA DE TECHOS CON EL SOFTWARE SAP2000

Una vez obtenidas las acciones internas a partir del corrido del análisis con el software, es posible realizar una selección de los elementos que cumplan con las condiciones de seguridad estructural establecidas en el código **AISC**.

Para este ejemplo se han definido elementos a diseñar a partir de listados existentes en la librería del software y de listados creados especialmente para considerar elementos estructurales de acero armados, de los cuales se hace la selección óptima según los parámetros de diseño establecidos.

La figura 4.119 muestra el cuadro en el cual se establecen los parámetros de diseño para la selección de elementos estructurales.



**Fig. 4.119** Asignación de las preferencias de diseño del modelo de la estructura.

Estos parámetros son editables y se aplican por igual a todos los elementos que componen la estructura. Una vez definidos se puede realizar la selección de los elementos, que para el caso se definen elementos tipo para una mayor factibilidad en el manejo de detalles estructurales en el dibujo de planos. Se adopta entonces la configuración definida en el procedimiento de diseño manual (ver figura 4.120).

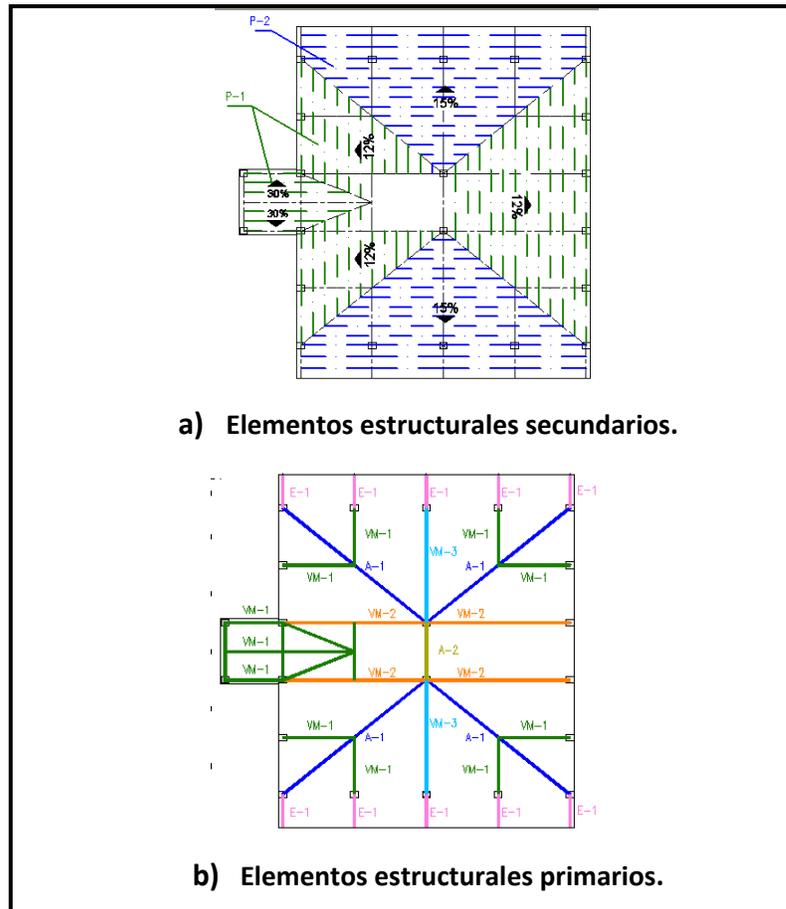


Figura 4.120. Definición de elementos tipo para el diseño.

Se muestra entonces en la figura 4.121 la selección realizada por el software para los miembros de acero que componen la armadura.

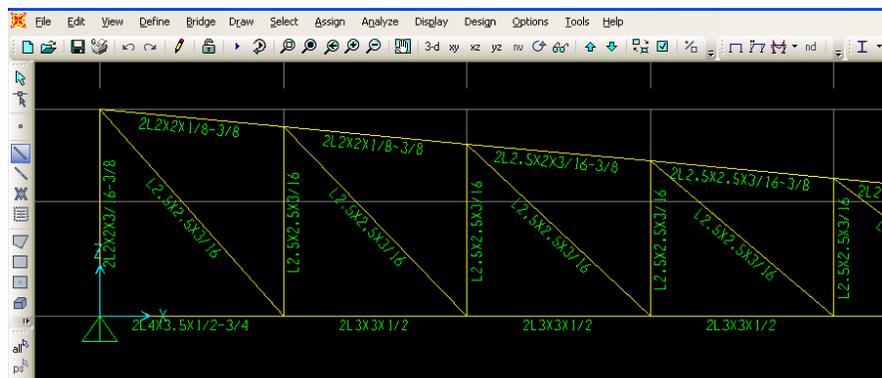


Figura 4.121. Selección realizada por el software SAP 2000 para elementos de la armadura.

Considerando la nomenclatura de elementos de la fase analítica, los miembros de la armadura se identifican según la figura 4.122.

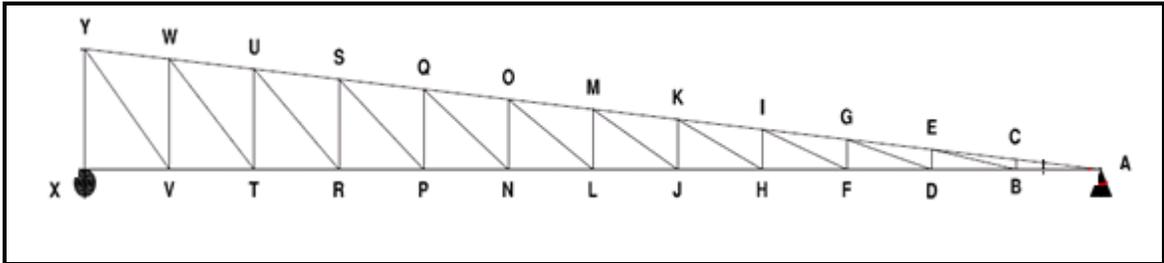


Figura 4.122. Definición de miembros de la armadura.

En la tabla 4.30 se resumen las secciones transversales seleccionadas para los miembros de la armadura por el SAP2000, según la nomenclatura mostrada anteriormente.

Tabla 4.30. Secciones seleccionadas por SAP2000 para los miembros de la armadura.

BARRA	PERFIL DE DISEÑO	POSICION	BARRA	PERFIL DE DISEÑO	POSICION
AB	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR	LO	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL
AC	2L3X2.5X3/8-3/8	CUERDA SUPERIOR	MO	2L3X2.5X1/4-3/4	CUERDA SUPERIOR
BC	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL	NO	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL
BD	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR	NP	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR
BE	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL	NQ	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL
CE	2L3X2.5X3/8-3/8	CUERDA SUPERIOR	OQ	2L2.5X2.5X1/4-3/8	CUERDA SUPERIOR
DE	2L2X2X1/8-3/8	VERTICAL	PQ	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL
DF	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR	PR	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR
DG	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL	PS	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL
EG	2L3X2X3/8-3/4	CUERDA SUPERIOR	QS	2L2.5X2.5X3/16-3/8	CUERDA SUPERIOR
FG	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL	RS	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL
FH	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR	RT	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR
FI	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL	RU	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL
GI	2L3.5X3.5X1/4-3/8	CUERDA SUPERIOR	SU	2L2.5X2X3/16-3/8	CUERDA SUPERIOR
HI	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL	TU	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL
HJ	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR	TV	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR
HK	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL	TW	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL
IK	2L3.5X3X1/4-3/8	CUERDA SUPERIOR	UW	2L2X2X1/8-3/8	CUERDA SUPERIOR
JK	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL	VW	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL
JL	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR	VX	2L4X3.5X1/2-3/4	CUERDA INFERIOR
JM	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL	VY	L2.5X2.5X3/16	DIAGONAL
KM	2L3X3X1/4-3/8	CUERDA SUPERIOR	WY	2L2X2X1/8-3/8	CUERDA SUPERIOR
LM	L2.5X2.5X3/16	VERTICAL	XY	2L2X2X3/16-3/8	VERTICAL
LN	2L3X3X1/2	CUERDA INFERIOR			

De la tabla anterior se observa una variabilidad de secciones en todos los miembros, por tanto se selecciona el perfil más crítico para cada uno de ellos según su orientación: vertical,

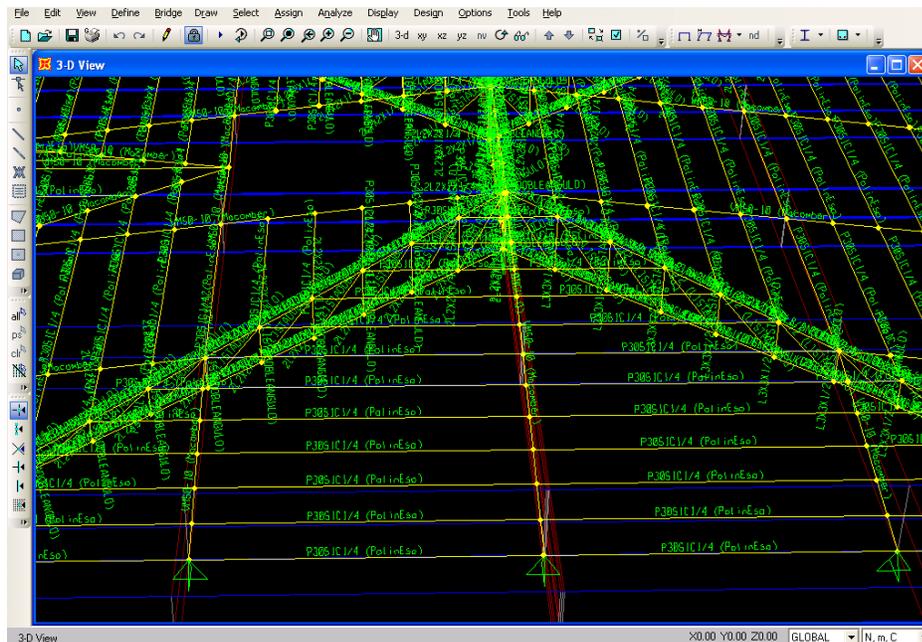
diagonal, cuerda superior y cuerda inferior. De esta manera se uniformiza la utilización de secciones para evitar que sean demasiadas y simplificar la ejecución en la construcción.

La tabla 4.31 muestra la selección de miembros de forma resumida según la orientación de ellos, tal y como se hace el procedimiento manual de diseño.

**Tabla 4.31. Resumen de asignación de perfiles en la armadura en base a SAP2000.**

PERFIL SELECCIONADO	TIPO DE ELEMENTO
L 2 ½" x 2 ½" x 3/16"	Vertical <sup>22</sup>
2 perfiles L 3" x 3" x ½"	Cuerda Inferior <sup>23</sup>
2 perfiles L 3 ½" x 3 ½" x 3/8" x	Cuerda Superior
L 2 ½" x 2 ½" x 3/16"	Diagonal

Para el diseño de las vigas de alma abierta con el uso del SAP2000, se obtienen las siguientes secciones previamente escogidas.



**Figura 4.123. Selección de elementos según SAP2000 para vigas de alma abierta.**

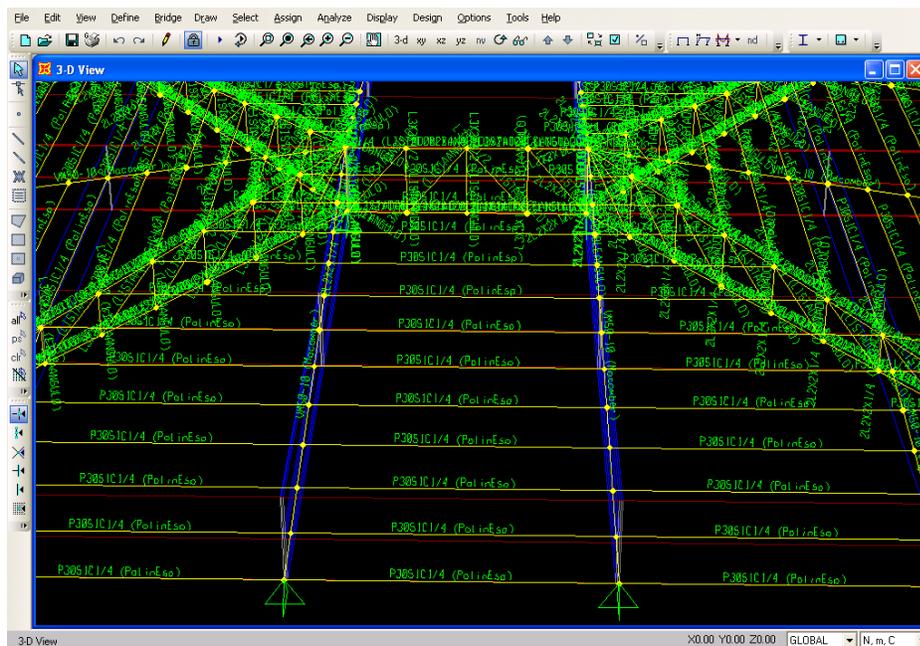
<sup>22</sup> En esta parte se tuvo que realizar un arreglo para el miembro "XY", para el cual se selecciona un perfil 2L 2"x2"x3/16".

<sup>23</sup> En esta parte se tuvo que realizar un arreglo para el miembro "XV", para el cual se selecciona un perfil 2L 4"x3 ½"x3/4".

**Tabla 4.32. Resumen de asignación de perfiles en vigas de alma abierta en base a SAP2000.**

Tipo Viga	Selección	Configuración	
VM-1	VM25-1	Cuerda Superior	<b>2L 1 ½" x 1 ½" x 1/8"</b>
		Cuerda inferior	<b>2L 1 ½" x 1 ½" x 1/8"</b>
		Celosía	<b>1Ø ½"</b>
VM-2	VM60-4	Cuerda Superior	<b>2L 2" X 2" x ¼"</b>
		Cuerda inferior	<b>2L 2" x 2" x 3/16"</b>
		Celosía	<b>1Ø 7/8"</b>
VM-3	VM50-7	Cuerda Superior	<b>2L 2" X 2" x 5/16"</b>
		Cuerda inferior	<b>2L 1 ½" x 1 ½" x ¼"</b>
		Celosía	<b>1Ø 7/8"</b>

Para el diseño de los largueros tipo polín espacial con el uso del SAP2000, se obtienen los siguientes resultados.



**Figura 4.124. Selección de elementos según SAP2000 para largueros tipo polín espacial.**

**Tabla 4.33. Resumen de asignación de perfiles en largueros en base a SAP2000.**

Tipo Larguero	Selección	Configuración	
P -1	P25S2C3/8	Cuerda Superior	<b>2Ø5/8"</b>
		Cuerda inferior	<b>1Ø3/8"</b>
		Celosía	<b>1Ø3/8</b>
P -2	P30S2C3/8	Cuerda Superior	<b>2Ø5/8"</b>
		Cuerda inferior	<b>1Ø3/8"</b>
		Celosía	<b>1Ø3/8</b>
P -3	P25S2C3/8	Cuerda Superior	<b>2Ø5/8"</b>
		Cuerda inferior	<b>1Ø3/8"</b>
		Celosía	<b>1Ø3/8</b>

Los elementos de vigas de alma abierta y largueros tipo polín espacial, seleccionados por el software SAP2000 se obtienen a partir de la lista ingresada con las propiedades mecánicas requeridas para secciones de acero estructural armado en pasos anteriores.

#### 4.6. COMPARACION DE RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE PROCEDIMIENTO MANUAL DE DISEÑO CONTRA SOFTWARE DE DISEÑO.

El proceso de diseño estructural es una labor desarrollada de muchas maneras dependiendo del criterio, experiencia y herramientas con las que cuenta cada diseñador; una vez se cumplan las condiciones para que un diseño sea satisfactorio (seguridad, economía y estética), el proceso desarrollado por cada diseñador resulta aceptable sin importar las herramientas utilizadas o las consideraciones hechas en él. Uno de los objetivos del presente estudio es, aparte de presentar el proceso del diseño estructural aplicado a estructuras de techo utilizando el software SAP2000, es establecer parámetros generales para seleccionar un diseño satisfactorio, haciendo una comparación entre los resultados obtenidos en el procedimiento de diseño manual y el proceso asistido por computadora.

Para el caso presentado, la estructura de techos presenta diferencias entre las acciones internas, deflexiones y las secciones resultantes al utilizar el SAP2000 y al proceder manualmente. A continuación se presentan tablas que contienen los resultados para ambos procesos, de los cuales se hace una selección hipotética para preparar los planos y detalles estructurales de techos.

#### I. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

##### ANALISIS DE ARMADURA

Fuerza axial de diseño (kgf)				Tipo de elemento
PROCESO MANUAL		SAP2000		
ELEMENTO	CARGA AXIAL	ELEMENTO	CARGA AXIAL	
XY	-7776.53	XY	-8179.17	Vertical
AB	35548.29	AB	39263.41	C. inferior
CE	-35232.02	CE	-39486.34	C. superior
LO	7206.77	LO	7671.97	Diagonal

### ANALISIS DE VIGA DE ALMA ABIERTA

TIPO VIGA	CARGA DE DISEÑO	RESULTADOS	
		PROCESO MANUAL	SAP2000
VM-1	Fuerza Cortante (kgf)	<b>1161.61</b>	<b>1335.45</b>
	Momento Flector (kgf.m)	<b>2451.87</b>	<b>2041.63</b>
	Deflexión máxima (cm)	<b>2.49</b>	<b>2.43</b>
VM-2	Fuerza Cortante (kgf)	<b>2834.07</b>	<b>2826.61</b>
	Momento Flector (kgf.m)	<b>11147.46</b>	<b>11198.12</b>
	Deflexión máxima (cm)	<b>5.73</b>	<b>6.23</b>
VM-3	Fuerza Cortante (kgf)	<b>2999.82</b>	<b>3632.48</b>
	Momento Flector (kgf.m)	<b>9097.42</b>	<b>9253.22</b>
	Deflexión máxima (cm)	<b>4.62</b>	<b>4.35</b>

### ANALISIS DE LARGUERO TIPO POLÍN ESPACIAL

TIPO LARGUERO	CARGA DE DISEÑO	RESULTADOS	
		PROCESO MANUAL	SAP2000
P-1	Fuerza Cortante (kgf)	<b>285.22</b>	<b>298.97</b>
	Momento Flector (kgf.m)	<b>646.95</b>	<b>450.26</b>
	Deflexión máxima (cm)	<b>1.52</b>	<b>1.69</b>
P-2	Fuerza Cortante (kgf)	<b>223.18</b>	<b>287.88</b>
	Momento Flector (kgf.m)	<b>538.95</b>	<b>540.60</b>
	Deflexión máxima (cm)	<b>2.06</b>	<b>2.51</b>
P-3	Fuerza Cortante (kgf)	<b>229.82</b>	<b>256.36</b>
	Momento Flector (kgf.m)	<b>554.97</b>	<b>384.54</b>
	Deflexión máxima (cm)	<b>1.25</b>	<b>1.50</b>

## II. RESULTADOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

### DISEÑO DE ARMADURA

PERFIL SELECCIONADO		TIPO DE ELEMENTO
PROCESO MANUAL	SAP2000	
L 2 ½" x 2 ½" x 3/16"	L 2 ½" x 2 ½" x 3/16"	Vertical
2 perfiles L 3" x 2 ½" x ¼"	2 perfiles L 3" x 3" x ½"	Cuerda Inferior
2 perfiles L 3" x 2 ½" x ¼"	2 perfiles L 3 ½" x 3 ½" x 3/8"	Cuerda Superior
L 2 ½" x 2 ½" x 3/16"	L 2 ½" x 2 ½" x 3/16"	Diagonal

### DISEÑO DE VIGA DE ALMA ABIERTA

TIPO VIGA	MIEMBRO	SELECCIÓN	
		PROCESO MANUAL	SAP2000
VM-1	Altura	25 cm	25 cm
	Cuerda Superior	2L 1 ½" x 1 ½" x 1/8"	2L 1 ½" x 1 ½" x 1/8"
	Cuerda inferior	2L 1 ½" x 1 ½" x 5/32"	2L 1 ½" x 1 ½" x 1/8"
	Celosía	1Ø ½"	1Ø ½"
VM-2	Altura	60 cm	60 cm
	Cuerda Superior	2L 2" X 2" x 1/8"	2L 2" X 2" x ¼"
	Cuerda inferior	2L 1 ½" x 1 ½" x 5/32"	2L 2" x 2" x 3/16"
	Celosía	1Ø ½"	1Ø 7/8"
VM-3	Altura	50 cm	50 cm
	Cuerda Superior	2L 2" X 2" x 5/16"	2L 2" X 2" x 5/16"
	Cuerda inferior	2L 2" X 2" x 5/16"	2L 1 ½" x 1 ½" x ¼"
	Celosía	1Ø 7/8"	1Ø 7/8"

**DISEÑO DE LARGUERO TIPO POLÍN ESPACIAL**

TIPO LARGUERO	MIEMBRO	SELECCIÓN	
		PROCESO MANUAL	SAP2000
P-1	Peralte	25 cm	25 cm
	Cuerda Superior	2Ø ½"	2Ø5/8"
	Cuerda inferior	1Ø 3/8"	1Ø3/8"
	Celosía	1Ø ¼"	1Ø3/8
P-2	Peralte	30 cm	30 cm
	Cuerda Superior	2Ø ½"	2Ø5/8"
	Cuerda inferior	1Ø ½"	1Ø3/8"
	Celosía	1Ø 3/8"	1Ø3/8
P-3	Peralte	25 cm	25 cm
	Cuerda Superior	2Ø ½"	2Ø5/8"
	Cuerda inferior	1Ø 3/8"	1Ø3/8"
	Celosía	1Ø ¼"	1Ø3/8

## CAPITULO V:

DETERMINACION DE LOS  
COSTOS DE LOS ELEMENTOS  
DE LA ESTRUCTURA DE TECHO.

## 5.1 INTRODUCCION

El proceso de diseño tiene como objetivo brindar al ingeniero constructor los detalles generales y específicos de los materiales que se utilizarán en la estructura de techos, la manera en que éstos deben estar distribuidos y hasta cierto punto el proceso constructivo a seguir para la conformación del techo en una edificación, garantizando de esta manera la seguridad de todo el conjunto, con esta información se determina el costo real de la alternativa a precios de mercado, tomando como referencia los precios de los materiales, mano de obra y equipo vigentes y el proceso de construcción para llevar a buen término la obra.

Como parte importante dentro del proceso de diseño y dándole seguimiento a los objetivos propuestos al inicio de este estudio, se realiza en el presente capítulo un análisis de costos de la estructura definitiva, que proporciona una visión real del precio de mercado que tiene una alternativa de estructura de techos en la cual fueron considerados todos los lineamientos de diseño para la normativa nacional y en base a las especificaciones del **AISC-LRFD** para el diseño de elementos de acero por el método de resistencia última. El propósito principal es demostrar como una alternativa en la cual se han realizado todas las consideraciones necesarias para su dimensionamiento, tiene un costo que es menor o igual a una alternativa que no tiene dichas consideraciones, y aunque no se realizara una comparación de éstos, debido a que alternativas que no han sido diseñadas se basan en predicciones inciertas y que pueden ser demasiado variables en el momento de construirlas y por lo tanto es imposible predecir cuál es el costo real de dichas alternativas, se puede concluir que es más beneficioso realizar el diseño de la estructura de techos.

Cuando el análisis de los costos de una alternativa de diseño ha sido finalizado, se puede decir que el diseño de cualquier elemento o conjunto de elementos está finalizado, pues en ese momento es posible presentar a los beneficiarios todos los detalles que conlleva realizar una obra, desde los detalles constructivos, hasta las implicaciones económicas de la obra, abarcando así aspectos tanto de seguridad como de economía.

## **5.2 EVALUACION DEL COSTO DE CONSTRUCCION E INSTALACION DE LA ESTRUCTURA DE TECHOS**

El análisis de los costos de una alternativa de estructura de techos, implica la determinación de la cantidad exacta de los componentes principales del costo materiales, mano de obra y equipo que se utilizará para la construcción de la misma, dicho análisis se puede realizar para la totalidad de los elementos que constituyen la alternativa, para cada uno de los elementos o de forma más práctica, un análisis de costos unitarios de cada una de los elementos que constituyen la estructura de techos. Además será importante determinar cuál es la cantidad de unidades existentes para determinar el costo total de cada uno de los elementos que conforman el conjunto.

A continuación se detalla cómo se realiza el análisis para determinar los tres componentes principales del costo en cualquier obra (materiales, mano de obra y equipo), y el cálculo de la cantidad de obra, que es únicamente la cuantificación de las unidades necesarias para completar el conjunto de la estructura de techos.

### **5.2.1 CUANTIFICACION DE LA CANTIDAD DE MATERIALES**

La cantidad de materiales se determina para cada uno de los elementos de la estructura de techos, es decir, se analiza cada elemento por separado para cuantificar la cantidad de cada uno de los componentes específicos de los elementos constituyentes de la estructura. El proceso de análisis es básicamente la descomposición de cada uno de los elementos en sus materias primas, y el cálculo de la cantidad necesaria de éstos.

Como se muestra en la aplicación al ejemplo mostrado en el capítulo IV de este estudio, también es necesario considerar para cada uno de los materiales un desperdicio, que significa no solo la cantidad de material que será inutilizado por el uso inadecuado (el cual debe ser evitado), sino también incluye detalles que se consideran dentro del proceso constructivo de los mismos elementos como los traslapes de los elementos, precisión de las medidas, defectos en el equipo y una cantidad de variables que pueden influir de forma negativa en el cálculo exacto de los materiales.

Cuando son obtenidos los totales de material constituyente de todos los elementos, es necesario realizar un estudio de mercado, el cual nos proporcionará los precios reales de mercado de cada uno de los elementos necesarios que han sido descompuestos. Es importante mencionar que debe hacerse el estudio de forma paralela, ya que las unidades en los fabricantes producen, son tomadas en cuenta para el análisis de los costos, es decir, se debe adaptar el análisis a los elementos ofrecidos en el mercado.

En la siguiente tabla se muestra un resumen del estudio de mercado realizado, cada precio representa el promedio del costo de cada material a utilizar y la unidades en las que son comercializadas, nos servirá como insumo para la determinación del costo unitario de cada elemento.

<b>Materiales</b>	<b>Unidad</b>	<b>Precio</b>
Hierro redondo corrugado 40° Norma	qq	\$52.40
Electrodo para hierro dulce 3/32" OK 6013	lbr	\$1.68
Electrodo para hierro dulce 1/8" OK 46.00	lbr	\$1.50
Hierro ángulo de 1/8x2" Norma	pza	\$21.24
Hierro ángulo de 1/4x1"	pza	\$18.58
Hierro ángulo de 1/4x2"	pza	\$39.43
Hierro ángulo de 3/16x2.1/2"	pza	\$38.05
Hierro ángulo de 3/8x3"	pza	\$94.69
Pintura anticorrosivo	gal	\$12.65
Solvente mineral	gal	\$7.92

### **5.2.2 CUANTIFICACION DE LA MANO DE OBRA**

Posterior al cálculo de los materiales, se requiere para determinar el costo total de la obra, el costo que implica la hechura, colocación y otros detalles que implica el trabajo de mecánicos y auxiliares dentro de la obra para cada elemento que conforma la estructura de techos. Este rubro está basado principalmente en los rendimientos con los que cada empresa ha logrado desarrollar su personal, es decir, la capacidad de producción que tiene cada trabajador, y en base a este se determina la cantidad de mano de obra necesaria para cada uno de los elementos constituyentes.

También está influenciado por el costo actual de la mano de obra, en base al LAUDO arbitral que define los precios a pagar para cada uno de los rubros dentro de la construcción, considerando dentro del factor de incremento, los costos adicionales que le genera al empleador mantener a sus trabajadores.

### 5.2.3 CUANTIFICACION DEL EQUIPO

El equipo necesario para desarrollar un elemento, es el indispensable para realizar todos los elementos, individualmente, es decir, cada elemento dentro de la estructura, requerirá equipo diferente, para estructuras de techos, por lo general el equipo a utilizar es el mismo en todos los elementos que conforman la estructura.

El costo que tiene para la empresa el equipo, debe ser determinado a partir del tiempo de servicio que brinda para cada actividad, en otras palabras, cuánto tiempo útil tiene el equipo en base a la experiencia del constructor, o en base a las mismas limitaciones que da el fabricante, a continuación se muestran las tablas de los precios de mercado de los equipos a utilizar en la construcción de la estructura de techos y la tabla de vida de servicio, para determinar el costo por unidad, en unidades consecuentes al que se calcula para determinar el costo unitario.

<b>Equipo</b>	<b>Unidad</b>	<b>Precio</b>
Disco para metal 9x1x7/8" Star	pza	\$1.99
Extensión eléctrica 16/3 SJTM 50 (15mts)	pza	\$21.95
Prensa de Banco 6" giratoria	pza	\$80.53
Brocha cerda suprema 4"	pza	\$2.79
Taladro 1/2" Bamp Magnum Milkwauke	pza	\$129.65
Broca para hierro 1/16"-3/8" Milkwauke	jgo	\$24.78
Sierra para marco diente ordinario Atkins	pza	\$0.84
Martillo de bola 1.5lb Stanley	pza	\$5.97
Martillo de bola 1.5lb Chino	pza	\$2.79
Guante de cuero manga larga	par	\$2.97
Cinta métrica de 5 mts 3/4" Stanley	pza	\$5.75
Anteojos protector claro	pza	\$1.73
Soldador Lincoln 35-225 A 110-220 V AC2256LM	pza	\$503.54
Esmeril angular 9" 4hp Dewalt D28494N-B3	pza	\$156.64

**Costo de mercado de los diferentes equipos a utilizar para la estructura de techos.**

<b>Equipo</b>	<b>Precio unitario</b>	<b>Rendimiento (días)</b>	<b>Precio / día (\$)</b>
Sierra	0.84	3	0.280
Martillo redondo	5.97	100	0.060
Guantes de cuero	2.97	15	0.198
Cinta metrica	5.75	300	0.019
Gafas	1.73	25	0.069
Aparato soldador	503.54	500	1.007
Pulidora	156.64	150	1.044
Disco de metal	1.99	75	0.027
Extension electrica	21.95	250	0.088
Prensa	80.53	600	0.134
Brocha	2.79	50	0.056
Andamio	150	500	0.300

**Lista de rendimientos y costo de equipo por día (unidad de trabajo)**

#### **5.2.4 DETERMINACION DEL COSTO TOTAL DE LA ALTERNATIVA DE DISEÑO**

Toda la información que ha mostrado anteriormente, se puede consolidar en memorias de cálculo, que además de simplificar el análisis, nos muestran de forma más detallada los cálculos para cada uno de los elementos, a continuación se muestra el cálculo de cada uno de los elementos, se realiza en dos etapas, la primera la determinación de todas las cantidades necesarias (materiales, mano de obra y equipo) para luego con los precios determinados de mercado, calcular un costo unitario para cada uno de los elementos.

## A. Calculo de cantidades de materiales, mano de obra y equipo a utilizar

MEMORIA DE CALCULO	
PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"	
PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa
ELEMENTO: Polin P-1	REVISO: Ing. Adry Vivina Flores
<b>* Calculo de la cantidad de Materiales</b>	
Calculo para 1 metro lineal de polin espacial	
<p>0.15 2 Ø 1/2" CEL 1 Ø 1/4" A 60° 0.25 1 Ø 3/8" P-1</p>	<p>Para 1 metro lineal de polin 0.151 m -&gt; 0.30 m 1.0 m -&gt; X</p> <p>Para la altura tenemos que calcular la longitud de la celosía vista en planta, de la figura tenemos h = hipotenusa con lados C1 = 0.25 m y C2 = 0.15/2 m h = 0.261 L2 = 0.261/tan(60°) = 0.151 m L1 = Hipotenusa = 0.30 m</p>
<p><b>* Celosía lateral</b></p> <p>0.25 L1 L2</p>	<p>X = 0.30*1.0 / 0.151 = 1.99 ml Se tienen dos celosías laterales Cantidad de acero φ 1/4" para celosía lateral = 2 * 1.99 = 3.98 ml</p>
<p><b>* Celosía superior</b></p> <p>h1 0.15m h2 l1 l2</p>	<p>h = 0.17 m L2 = 0.17 / tan(60°) = 0.10 L1 = hipotenusa = 0.20 Para 1 metro lineal de polin 0.10 m -&gt; 0.20 m 1.0 m -&gt; X m Cantidad de acero φ 1/4" para celosía superior =&gt; X = 0.20*1.0 / 0.10 = 2.00 ml</p>
<p><b>* Acero para las celosías</b> Cantidad de acero φ 1/4" = 3.98 + 2.00 Cantidad de acero φ 1/4" = 5.98 Para Acero φ 1/4" =&gt; Peso por longitud = 0.0056 qq/ml Acero φ 1/4 necesario = 5.98 * 0.0056 Acero φ 1/4 necesario = <u>0.0334 qq</u></p>	<p><b>* Acero Longitudinal</b> 2 φ 1/2" = 2 * 1 m = 2 ml acero φ 1/2" Acero φ 1/2" =&gt; peso por longitud = 0.0224 qq 1 φ 3/8" = 1 * 1 m = 1 ml acero φ 3/8" Acero φ 3/8" =&gt; peso por longitud = 0.0126 qq Acero φ 3/8" necesario = 1 * 0.0126 = <u>0.0126 qq</u> Acero φ 1/2" necesario = 2 * 0.0224 = <u>0.0448 qq</u> <b>Total acero requerido = 0.0908 qq</b></p>
<p><b>* Soldadura</b> Se utilizara electrodo E60 Se colocaran cordones de 1.0" por cada union de celosía # de uniones por metro lineal = 1 / 0.151 = 6.62 para celosías laterales = 2 * 6.62 = 13.24 uniones Para celosía superior # de uniones por metro lineal = 1 / 0.10 = 10.00 Total de uniones por metro lineal = 13.24 + 10.00 Total de uniones por metro lineal = 23.24 uniones Longitud total de soldadura = 23.24 * 1.0 Longitud total de soldadura = 23.24"</p>	<p>Rendimiento de electrodo = 2" por electrodo # de electrodos necesarios = 23.24 / 2 = 11.62 u's # de electrodos por libra = 25 u's Cantidad de electrodos necesarios = 11.62 / 25 Cantidad de electrodos necesarios = <b>0.4648 lbs</b></p>

**MEMORIA DE CALCULO**

PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"

PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa
ELEMENTO: Polin P-1	REVISO: Ing. Adry Vivina Flores

**\* Pintura**

Rend. = 48 ml/galon  
 Para 1 metro lineal  
 Cantidad de pintura =  $1/48 = 0.0208$  gal.

**\* Solvente**

Rend. = 1/8 gal/gal de pintura  
 Para 1 metro lineal  
 Cantida de solvente =  $1/8 \times 0.0208 = 0.0026$  gal.

**\* Calculo de la cantidad de Mano de obra**

**\* Hechura de polines espaciales**

Rend. = 12 ml/dia  
 para 1 metro lineal  
 tiempo =  $1/12 = 0.083$  dias ( 1 mecanico, 1 aux.)

**\* Pintura de polines**

Rend. = 28 ml/dia  
 para 1 metro lineal  
 tiempo =  $1/28 = 0.0357$  dias (1 auxiliar)

**\* Colocación de Polines**

Rend. = 140 ml/dia  
 para 1 metro lineal  
 tiempo =  $1/140 = 0.0071$  dias (1 mecanico, 1 aux.)

**\* Calculo de el tiempo requerido de uso de Equipo**

Equipo	U's	Tiempo
Sierra	dias	0.0901
Martillo redondo	dias	0.0901
Guantes de cuero	dias	0.0901
Cinta metrica	dias	0.0901
Gafas	dias	0.0901
Aparato soldador	dias	0.0901
Pulidora	dias	0.083
Disco de metal	dias	0.083
Extencion electrica	dias	0.0901
Prensa	dias	0.083
Brocha	dias	0.0357
Andamio	dias	0.0071



Como se muestra en las memorias de cálculo anteriores, se desarrolla el cálculo de los materiales necesarios, el cálculo de la mano de obra requerida y el equipo necesario para la construcción de los elementos, es importante observar que en los calculo se incluye el costo necesario para la instalación de los elementos, esto quiere decir que para cada elemento que se calcula el costo es el requerido para tener instalado el material en la obra.

De igual forma se calculan los costos para cada uno de los elementos que constituyen la estructura de techos, la memoria de cálculo y los precios unitarios se muestran en el anexo de este capítulo, a continuación se muestra un resumen de los costos unitarios de cada uno de los elementos.

Detalle	Unidad	Precio Unitario
Polín espacial Tipo P-1	ml	\$10.27
Polín espacial Tipo P-2	ml	\$13.25
Viga macomber VM-1	ml	\$28.56
Viga macomber VM-2	ml	\$46.44
Viga macomber VM-3	ml	\$35.06
Armadura Tipo T-2	unidad	\$2,103.71

En las tablas mostradas a continuación se muestra el resumen en la hoja universal del costo unitario para cada uno de los elementos que constituyen la estructura de techo.



PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"

PARTIDA: TECHOS

CALCULO: Paolo Roberto Figueroa Catalán

ELEMENTO: Viga de alma abierta tipo VM-1

REVISO: Ing. Herber Herrera Coello

FECHA: Abril 2012

HOJA No. 4

HOJA DE COSTOS UNITARIOS

ESQUEMA				OBSERVACIONES		
				Incluye la hechura, pintura y colocación de Viga		
				Se calcula el precio total para 6.06 ml de viga		
				y a partir de ese valor se determinara el precio		
				por metro lineal de la viga tipo VM-1		
				Longitud 6.06		
				Σ		
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	DESP. %	CANT. X DESP.	COSTO UNIT.(\$)	SUB-TOTAL
Acero	qq	0.2724	10	0.29964	52.40	15.70
Angulo 1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"	u	2.02	10	2.222	24.00	53.33
Angulo 1 1/2" x 1 1/2" x 5/32"	u	2.19	10	2.409	18.75	45.17
Electrodos 3/32	lbs	3.24	10	3.564	1.68	5.99
Pintura anticorrosiva	galon	0.24	10	0.264	12.65	3.34
Solvente	galon	0.03	10	0.033	7.92	0.26
Anclaje de 1"	u	2	0	2	0.80	1.60
placas 0.25 x 0.25 x 1/2"	u	1	0	1	11.00	11.00
					Σ	<b>136.39</b>
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	FACTOR	COSTO (\$)	COST. X FACT.	SUB-TOTAL
Mecanico	dias	1.12	1.67	10.50	17.54	19.64
Auxiliar	dias	0.9	1.82	8.86	16.13	14.51
					0.00	0.00
					0.00	0.00
					Σ	<b>34.15</b>
EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTOS UNITARIOS		SUB-TOTAL	
Sierra	dia	0.90	0.28		0.252	
Martillo redondo	dia	0.90	0.06		0.054	
Guantes de cuero	dia	0.90	0.198		0.178	
Cinta metrica	dia	0.90	0.019		0.017	
Gafas	dia	0.90	0.069		0.062	
Aparato soldador	dia	0.90	1.007		0.906	
Pulidora	dia	0.76	1.044		0.793	
Disco de metal	dia	0.76	0.027		0.021	
Extension electrica	dia	0.90	0.088		0.079	
Prensa	dia	0.76	0.134		0.102	
Brocha	dia	0.22	0.056		0.012	
Andamio	dia	0.14	0.3		0.042	
			Σ		<b>2.52</b>	
<b>COSTO TOTAL</b>						<b>173.06</b>
<b>COSTO UNITARIO TOTAL</b>						<b>\$ 28.56</b>

PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"

PARTIDA: TECHOS

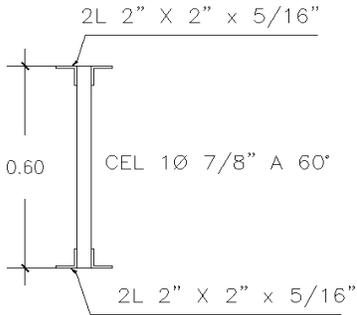
CALCULO: Paolo Roberto Figueroa Catalán

ELEMENTO: Viga de alma abierta tipo VM-2

REVISO: Ing. Herber Herrera Coello

FECHA: Abril 2012

HOJA No. 5

HOJA DE COSTOS UNITARIOS						
ESQUEMA				OBSERVACIONES		
				Incluye la hechura, pintura y colocación de Viga Se calcula el precio total para 12 ml de viga y a partir de ese valor se determinara el precio por metro lineal de la viga tipo VM-2		
Longitud				12		
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	DESP. %	CANT. X DESP.	COSTO UNIT.(\$)	SUB-TOTAL
Acero	qq	1.66	10	1.826	52.40	95.68
Angulo de 2" x 2" x 5/16"	u	10.4	10	11.44	30.00	343.20
Electrodos 3/32	lbs	3.28	10	3.608	1.68	6.06
Pintura anticorrosiva	galon	0.6	10	0.66	12.65	8.35
Solvente	galon	0.075	10	0.0825	7.92	0.65
Anclaje de 1"	u	2	0	2	0.80	1.60
placas 0.25 x 0.25 x 1/2"	u	1	0	1	11.00	11.00
					<b>Σ</b>	<b>466.55</b>
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	FACTOR	COSTO (\$)	COST. X FACT.	SUB-TOTAL
Mecanico	dias	2.24	1.67	10.50	17.54	39.28
Auxiliar	dias	2.78	1.82	8.86	16.13	44.83
					<b>Σ</b>	<b>84.11</b>
EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTOS UNITARIOS		SUB-TOTAL	
Sierra	dia	2.24	0.28		0.627	
Martillo redondo	dia	2.24	0.06		0.134	
Guantes de cuero	dia	2.24	0.198		0.444	
Cinta metrica	dia	2.24	0.019		0.043	
Gafas	dia	2.24	0.069		0.155	
Aparato soldador	dia	2.24	1.007		2.256	
Pulidora	dia	2.24	1.044		2.339	
Disco de metal	dia	1.88	0.027		0.051	
Extension electrica	dia	2.24	0.088		0.197	
Prensa	dia	2.24	0.134		0.300	
Brocha	dia	0.54	0.056		0.030	
Andamio	dia	0.36	0.3		0.108	
					<b>Σ</b>	<b>6.68</b>
<b>COSTO TOTAL</b>						<b>557.34</b>
<b>COSTO UNITARIO TOTAL</b>						<b>\$ 46.44</b>

PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"

PARTIDA: TECHOS

CALCULO: Paolo Roberto Figueroa Catalán

ELEMENTO: Viga de alma abierta tipo VM-3

REVISOR: Ing. Herber Herrera Coello

FECHA: Abril 2012

HOJA No. 6

HOJA DE COSTOS UNITARIOS						
ESQUEMA				OBSERVACIONES		
<p>2L 2" X 2" x 5/16"</p> <p>0.50</p> <p>CEL 1Ø 7/8" A 60°</p> <p>2L 2" X 2" x 1/4"</p>				Incluye la hechura, pintura y colocación de Viga		
				Se calcula el precio total para 15 ml de viga		
				y a partir de ese valor se determinara el precio		
				por metro lineal de la viga tipo VM-3		
				Longitud 15		
				Σ		
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	DESP. %	CANT. X DESP.	COSTO UNIT.(\$)	SUB-TOTAL
Acero	qq	1.66	10	1.826	52.40	95.68
Angulo de 2" x 2" x 5/16"	u	4	10	4.4	30.00	132.00
Angulo de 2" x 2" x 1/4"	u	4.4	10	4.84	42.01	203.33
Electrodos 3/32	lbs	3.21	10	3.531	1.68	5.93
Pintura anticorrosiva	galon	0.24	10	0.264	12.65	3.34
Solvente	galon	0.06	10	0.066	7.92	0.52
Anclaje de 1"	u	2	0	2	0.80	1.60
placas 0.25 x 0.25 x 1/2"	u	1	0	1	11.00	11.00
				0		0.00
					Σ	453.41
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	FACTOR	COSTO (\$)	COST. X FACT.	SUB-TOTAL
Mecanico	dias	1.79	1.67	10.50	17.54	31.39
Auxiliar	dias	2.22	1.82	8.86	16.13	35.80
					Σ	67.19
EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTOS UNITARIOS		SUB-TOTAL	
Sierra	dia	1.79	0.28		0.501	
Martillo redondo	dia	1.79	0.06		0.107	
Guantes de cuero	dia	1.79	0.198		0.354	
Cinta metrica	dia	1.79	0.019		0.034	
Gafas	dia	1.79	0.069		0.124	
Aparato soldador	dia	1.79	1.007		1.803	
Pulidora	dia	1.79	1.044		1.869	
Disco de metal	dia	1.5	0.027		0.041	
Extension electrica	dia	1.79	0.088		0.158	
Prensa	dia	1.5	0.134		0.201	
Brocha	dia	0.43	0.056		0.024	
Andamio	dia	0.29	0.3		0.087	
			Σ		5.30	
<b>COSTO TOTAL</b>						<b>525.89</b>
<b>COSTO UNITARIO TOTAL</b>						<b>\$ 35.06</b>

PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"

PARTIDA: TECHOS  
 ELEMENTO: Armadura tipo T-1  
 FECHA: Abril 2012

CALCULO: Paolo Roberto Figueroa Catalán  
 REVISO: Ing. Herber Herrera Coello  
 HOJA No. 7

HOJA DE COSTOS UNITARIOS						
ESQUEMA				OBSERVACIONES		
<p>                     (I) = 2 L 3" x 2 1/2" x 3/8"                      (II) = 2 L 3" x 2 1/2" x 3/8"                      (III) = 1 &lt; 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"                      (IV) = 1 &lt; 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"                 </p>				Incluye el costo de la hechura, pintura y colocación de la armadura mostrada, se calculara el costo total por cada armadura existente en el sistema estructural de techos		
				Longitud 1		
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	DESP. %	CANT. X DESP.	COSTO UNIT.(\$)	SUB-TOTAL
Angulos de 3" x 2 1/2" * 3/8"	u	12.82	10	14.102	94.69	1335.32
Angulos de 2 1/2" * 2 1/2" * 3/16"	u	5.83	10	6.413	44.25	283.78
Electrodos 3/32	lbs	16.89	10	18.579	1.50	27.87
Pintura anticorrosiva	galon	0.768	10	0.8448	9.50	8.03
Solvente	galon	0.096	10	0.1056	6.39	0.67
Placas 0.25 * 0.25 * 1/2"	u	2	0	2	11.00	22.00
Placas 0.15 x 0.35 x 3/16"	u	23	0	23	13.00	299.00
Ancaje 1"	u	4	0	4	1.20	4.80
Tuercas 1"	u	4	0	4	0.40	1.60
Arandelas 1"	u	4	0	4	0.06	0.24
					Σ	<b>1983.30</b>
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	FACTOR	COSTO (\$)	COST. X FACT.	SUB-TOTAL
Mecanico	dias	3.007	1.67	10.50	17.54	52.73
Auxiliar	dias	3.693	1.82	8.86	16.13	59.55
					0.00	0.00
					0.00	0.00
					Σ	<b>112.28</b>
EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTOS UNITARIOS		SUB-TOTAL	
Sierra	dia	2.907	0.28		0.814	
Martillo redondo	dia	2.907	0.06		0.174	
Guantes de cuero	dia	2.907	0.198		0.576	
Cinta metrica	dia	2.907	0.019		0.055	
Gafas	dia	2.907	0.069		0.201	
Aparato soldador	dia	2.907	1.007		2.927	
Pulidora	dia	2.45	1.044		2.558	
Disco de metal	dia	2.45	0.027		0.066	
Extension electrica	dia	2.907	0.088		0.256	
Prensa	dia	2.45	0.134		0.328	
Brocha	dia	0.686	0.056		0.038	
Andamio	dia	0.457	0.3		0.137	
			Σ		<b>8.13</b>	
<b>COSTO TOTAL</b>						<b>2103.71</b>
<b>COSTO UNITARIO TOTAL</b>						<b>\$ 2,103.71</b>





La tabla anterior muestra en resumen el presupuesto de la alternativa de diseño seleccionada, este costo contempla únicamente los costos directos, no incluye utilidad, impuestos ni costos indirectos, que son definidos en un nivel de oferta económica para un proyecto.

Al finalizar el proceso del diseño estructural se puede realizar la evaluación de costos de manera precisa a partir de lo indicado en los planos estructurales de techo. Se observa que este costo calculado no incluye el costo de elementos no estructurales y otras instalaciones, tales como: cielo falso, cubierta, instalaciones eléctricas, bajadas de agua lluvia, etcétera.

CAPITULO VI:

**CONCLUSIONES Y  
RECOMENDACIONES**

## 6.1. INTRODUCCION

Luego de describir y desarrollar el proceso del diseño estructural aplicado a estructuras de techo a base de perfiles metálicos basándose en la teoría expuesta con anterioridad referente a los diferentes elementos que componen la estructura, la oferta comercial de éstos en el ámbito local su comportamiento, los materiales y calidades según las normas correspondientes, las especificaciones **AISC-LRFD** para el diseño y lo contenido en el **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador”** para la aplicación de cargas y eventos a los que se expone la estructura de techo, presentar un ejemplo de aplicación que refleje la utilización del proceso del diseño ejecutado manualmente y auxiliándose de un software especializado (**SAP2000**) y por último presentar un análisis de costos asociado a la selección de elementos de estructuras de techo, se presentan en las siguientes secciones las conclusiones del presente estudio.

Seguidamente se presentan las recomendaciones a cerca de la aplicación de lo expuesto en el presente estudio, además se describen algunos posibles temas que se pueden desarrollar a partir de los conceptos vistos en el desarrollo de la presente investigación, los cuales, por ser extensos o estar fuera del alcance del tema principal, se estudian de manera superficial y que se consideran de importancia para el complemento de ésta área de conocimiento.

## **6.2. CONCLUSIONES**

A partir de la investigación realizada, la importancia y enfoque del presente estudio, basándose en la observación de los resultados obtenidos en la aplicación del proceso del diseño estructural, se describen a continuación las conclusiones del presente estudio, las cuales se han agrupado en función de los siguientes temas: conceptualización del sistemas de techos, resultados del cálculo del proyecto estructural y determinación de costos del diseño resultante.

### **6.2.1. En cuanto a conceptualización del sistema de techos**

La fase de conceptualización del proceso del diseño estructural es frecuentemente omitida hasta cierto punto, ya que por lo general este proceso se ha concebido desde un enfoque elemental y no uno de conjunto, es decir, primero se elaboran los diseños estructurales de los elementos de manera aislada, sin considerar que se trata de un componente de un subsistema y a su vez de todo el conjunto. Por tanto es importante la incorporación de la fase conceptual, en la cual se visualice la edificación como sistema estructural total y se logre una coherencia entre sus subsistemas a un nivel conceptual. A continuación se presentan a partir de los resultados obtenidos del presente estudio algunos aspectos relevantes a cerca de la incorporación de la fase conceptual en la aplicación del proceso del diseño estructural de elementos de techo.

- 1) A partir de la selección de elementos estructurales de techo en la fase conceptual del proceso del diseño estructural, se observa que esta parte se vuelve una práctica iterativa, ya que la selección se desarrolla considerando los claros libres de los elementos; esto puede no ser la alternativa más completa, ya que también es necesario conocer por lo menos el orden de magnitud y naturaleza de las cargas, algo que en esta etapa es casi imposible cuantificar con exactitud. Además, se debe conocer la distribución de los elementos estructurales en planta y sobre que componentes del sistema se apoyan, y así seleccionar más acertadamente el tipo de elemento estructural a utilizar y su capacidad de carga. Es por esto que se vuelve importante enfatizar la relación existente entre los elementos estructurales del sistema de techos: a mayor separación de apoyos mayor claro en vigas, a mayor

separación de vigas mayor claro en largueros, a mayor separación de largueros se necesita una cubierta de mayor capacidad de carga. Esto evidencia que mientras haya una mayor coordinación en la fase de diseños preliminares, es posible conseguir que los costos se reduzcan estableciendo dimensiones o formas de techos que consideren esta relación al colocar elementos con claros pequeños y con una separación moderada. Caso contrario resultaría un sistema de techo con varios niveles de componentes estructurales desde los apoyos hasta los que soportan directamente la cubierta.

- 2) En la etapa de predimensionamiento del proyecto estructural mostrado, se observa que las dimensiones preliminares seleccionadas son menores a las sugeridas, esto es aceptable si se considera los posibles cambios que se generen en la etapa de revisión. En el caso expuesto, se puede seleccionar una dimensión mayor a la mínima recomendada, pero esto implicaría elementos más largos y por ende un mayor costo. Por ejemplo para la viga *VM-1* se requiere una altura preliminar de *31.25 cm*; para efectos prácticos se puede seleccionar una altura de *35 cm*, pero se considera que resulta una altura muy sobrada que incrementaría la longitud total de la celosía. Una altura de *30 cm*, aunque esté por debajo de la requerida resulta más económica en cuanto a la reducción de la celosía. En este caso se puede observar en la etapa de revisión, que este tipo de viga (*VM-1*) no cumple con los requerimientos funcionales de deflexión establecidos, pero un cambio en el miembro de la cuerda inferior se logra cumplir con este parámetro sin mayor complicación (ver sección 4.4.3.2 Revisión estructural de elementos primarios).
- 3) En cuanto a la disposición de elementos rigidizadores tales como tensores y arriostramientos en la estructura de techos objeto del proyecto estructural, no se considera necesaria. En tal caso se prescinden de arriostramientos debido a que la forma del sistema de techos a cuatro aguas brinda una rigidez general y estabilidad lateral a los elementos estructurales susceptibles al pandeo. Este tipo de elementos (arriostramiento) se requiere para estabilizar el pandeo en las cuerdas sometidas a compresión de los elementos primarios, logrando que estos no presenten desplazamientos fuera del plano de carga en puntos discretos en toda su longitud (ver sección 2.4.6); por tanto debido a la configuración geométrica de cuatro aguas y a la disposición de largueros tipo polín espacial, se considera

que estos últimos brindan un punto de desplazamiento cero en la conexión de viga con larguero, logrando así la estabilidad necesaria a las cuerdas de las vigas. En cuanto a la presencia de tensores en los largueros se establece en la sección 2.4.5 que los largueros tipo polín C son los que necesitan estabilidad en su eje menor de inercia y que el larguero tipo polín espacial (debido a su configuración geométrica espacial) es suficientemente rígido alrededor de sus ejes principales, por tanto no se utilizan en este caso.

### **6.2.2. En cuanto a los cálculos del proyecto estructural**

Algunos aspectos importantes relacionados con la aplicación de la fase analítica son retomados en los siguientes numerales. Son puntos en los cuales se ha observado ciertas circunstancias que pueden variar dependiendo del proyecto y que además pueden ser claves para formar un criterio de diseño para este tipo de estructuras.

- 4) Al dimensionar los elementos secundarios es necesario establecer la resistencia a la fluencia y la ruptura mediante la calidad de los materiales que componen el larguero tipo polín espacial, los cuales pueden ser constituidos por barras de acero corrugadas **ASTM A615** o barras estructurales de acero lisas **ASTM A36**; debido a la poca utilización y/o disponibilidad de las barras lisas de acero estructural se utilizan barras corrugadas para el armado de estos elementos; como alternativa, se considera en el diseño de este tipo de larguero la utilización de barras de acero estructural lisas y resultan miembros con iguales cuantías de área y/o inercia, de manera que la utilización de barras lisas o corrugadas son aceptadas por igual en cuanto a resistencia y seguridad estructural.
  
- 5) Al aplicar las combinaciones de carga establecidas en el **“Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, 13th Edition”** a los elementos estructurales de techo, se observa que de las diferentes cargas que afectan una estructura de techo (muerta, viva, viento y sismo), la condición que domina su dimensionamiento es la que incluye la carga accidental por viento, por lo que es necesario garantizar una acertada cuantificación de la carga por viento según lo expuesto en **“Norma Técnica de Diseño por Viento”** del **“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones de la República de El**

**Salvador**” y su correcta aplicación a los elementos. En cuanto a las demás condiciones de diseño se observa que es más crítica en las conexiones la carga lateral debido a sismo, demostrando que en este tipo de estructuras las cargas accidentales son las que pueden producir fallas importantes como las expuestas en la sección 1.4.

- 6) Al analizar las cargas que actúan sobre los elementos de la estructura, se observa que la condición de empozamiento generada por la acumulación de agua lluvia en la cubierta de techo es crítica en sistemas de techo a base de losa de azotea y en techos con forma ligeramente plana, en la cual la pendiente no exceda el 2%. Por tanto se concluye que en los arreglos comúnmente utilizados en el ámbito local de estructuras de techo a base de cubierta y perfiles metálicos la condición de empozamiento no representa mayor peligro.
- 7) Al obtener las acciones internas de los elementos primarios (sección 4.4.1.2) resulta que la carga axial en las vigas de alma abierta, generada por la componente de las cargas externas a lo largo del eje neutro de estos elementos, aumenta con el valor de la pendiente y se puede despreciar si esta no es grande. Esto demuestra que la suposición de que el diseño de tales elementos rige la flexión (y en parte el cortante) se puede tomar como parámetro de insumo para la selección y dimensionamiento preliminar en base a las deflexiones y la esbeltez.
- 8) En el análisis y diseño desarrollado con el software **SAP2000** se observa que tanto los esfuerzos como las secciones seleccionadas se incrementan con respecto a las obtenidas con el procedimiento de diseño manual; esto puede deberse por varias razones, una de ellas es la idealización de la estructura, ya que se modela como una estructura completa en 3D; otra razón puede ser las conexiones entre miembros, las propiedades de los elementos ingresados en el listado auxiliar, aplicación de cargas, parámetros de diseño según **AISC-LRFD**, etc., además la compatibilidad geométrica de la estructura completa y los requerimientos de redistribución de esfuerzos entre conexiones de elementos sugiere cambios en los resultados de esta etapa en comparación con las simplificaciones realizadas en procedimiento manual.

- 9) El procedimiento de diseño más adecuado entre el manual y el asistido por computadora depende de la práctica de cada diseñador, ya que un diseño manual permite controlar las suposiciones en el diseño mediante el uso de ecuaciones y modelos matemáticos. Un diseño con software agiliza la ejecución del análisis y el diseño, que son tareas secuenciales e iterativas, logrando una mayor precisión en los resultados, dejando al usuario su debida interpretación y uso. De manera que mientras se tenga en cuenta las suposiciones hechas, el comportamiento del modelo matemático seleccionado para la etapa de análisis y el adecuado establecimiento de los parámetros del diseño, sin importar cual sea el procedimiento, se puede llegar a un diseño satisfactorio sin comprometer la seguridad.
- 10) Al determinar la alternativa de diseño se procede a la elaboración de planos estructurales de techo, que forma parte de los documentos finales de diseño, en los cuales se debe reflejar toda la información resultante del diseño: resistencia de materiales, geometría, dimensiones, conexiones, etc. En esta parte se trata de informar al constructor de todos los detalles concernientes al diseño, ya que como se expresa en la sección 1.4 esta es una de las deficiencias en la ejecución de este tipo de estructuras, en las que muchas veces el constructor supone algunos detalles que han sido omitido en los planos estructurales de techo y se llegan a soluciones basadas en experiencias o conocimientos empíricos, llegando a ser un grave peligro el no considerar todos los posibles mecanismos de falla en estructuras de techo.

### **6.2.3. En cuanto a la determinación de costos del diseño resultante**

En esta parte se visualiza una ventaja de la correcta elaboración del presupuesto a partir de un diseño estructural aplicado correctamente, es decir, aplicando el proceso del diseño estructural y los criterios de diseño adecuados se puede llegar a determinar un costo más preciso y a su vez disminuir su cuantía.

- 11) Mediante los resultados de la aplicación del proceso del diseño estructural de estructuras de techo y la elaboración de los planos estructurales de techo se obtiene una apreciación más certera de la cantidad de materiales a utilizar para la ejecución del proyecto estructural,

basándose en las dimensiones generales, especificaciones técnicas y detalles estructurales, lo cual constituye el insumo más importante para la elaboración del presupuesto, aparte del conocimiento suficiente del proceso constructivo y la cotización de precios de materiales, mano de obra y equipo en el ámbito local. Esta precisión en la evaluación del costo muy difícilmente se puede lograr con una estructura de techo establecida con parámetros empíricos, en la cual no se llegan a detallar adecuadamente la cantidad de materiales, por ejemplo en la determinación de costos para las conexiones se puede establecer una longitud específica de soldadura, aplicada en zonas adecuadas de los miembros estructurales.

### **6.3. RECOMENDACIONES**

En esta parte se presentan las recomendaciones de la investigación a partir de las condicionantes o limitantes del presente estudio; se enumeran posibles estudios o seguimientos en los que se pueden retomar aspectos no desarrollados en el presente.

- 1) En el presente estudio se brindan los lineamientos generales necesarios para lograr un proceso de diseño estructural para sistemas de techo satisfactorio, sin embargo, debido a que cada edificación es diferente se debe considerar otros aspectos adicionales para su desarrollo; es decir, el diseñador no debe tomar como guía general parámetros como los expuestos en este estudio, sino que debe buscar siempre la innovación y la creatividad en su diseño, especialmente con una variedad de formas estructurales como las que existen con acero; por tanto es esencial que el diseñador incida planteando sus propios criterios.
- 2) La selección de los elementos estructurales de techo se puede realizar no solo en función del claro libre, también es posible considerando otros aspectos no menos importantes como disponibilidad de materiales, funcionalidad, economía, procesos constructivos, etc. Esto depende del criterio de cada diseñador y condiciones de la edificación, pero garantizando sobre todo la seguridad estructural.

- 3) La variabilidad de los componentes de los sistemas de techos son importantes debido a su exposición directa con efectos ambientales externos, tales como la lluvia y viento. Aunque en el presente estudio no se haya profundizado en los aspectos funcionales del sistema de techos tales como: impermeabilización, aislamiento térmico, drenaje adecuado, durabilidad y resistencia a la corrosión, estos no dejan de ser importantes para la seguridad y comportamiento del sistema total.
- 4) Es necesario formular una especificación que describa un procedimiento de diseño para estructuras de techo, a partir de la fase conceptual que considere los materiales y elementos prefabricados más utilizados en El Salvador, el comportamiento y un método de diseño bajo una especificación vigente, ya que estas estructuras han quedado en un segundo plano con respecto a otros sistemas estructurales.
- 5) A diferencia de los sistemas de piso, los sistemas de techos como los conformados con elementos a base de perfiles metálicos se consideran como diafragmas flexibles (con excepción de las losas de azotea), de manera que su comportamiento y la transmisión de carga sísmicas a los elementos estructurales resistentes a cargas laterales es diferente a los diafragmas rígidos. En la ***“Norma Técnica para Diseño por Sismo”*** del ***“Reglamento para la Seguridad de Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador”***, se consideran los diafragmas flexibles a aquellos que se deforman más de dos veces la deriva de entrepiso promedio del nivel adyacente. Se recomienda un estudio en el cual se permita determinar la naturaleza del diafragma en función de la deformación de este, ya que para cada sistema de techo, ya sea con estructura de madera, acero o autosoportante presenta una deformación diferente.

.

## REFERENCIAS Y ANEXOS

## REFERENCIAS

### CODIGOS Y NORMAS:

1. Reglamento para la Seguridad Estructural de Las Construcciones (1997), Ministerio de Obras Publicas, República de El Salvador.
2. Norma Técnica para Diseño por Sismo (1997), Ministerio de Obras Publicas, República de El Salvador.
3. Norma Técnico para Diseño por Viento (1997), Ministerio de Obras Publicas, República de El Salvador.
4. Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, Third Edition, U.S.A.
5. Especifications and Code del American Institute of Steel Constructions (AISC) 2005, Third Edition, U.S.A.
6. Standard Specifications , Load tables and Weight tables for Steel Joist and Joist Girders (SJI 2005), 42nd Edition, U.S.A
7. ASCE 7-05 - Minimum Design Loads for buildings and other Structures
8. ACI-318, 2000, "Building code requeriments for structural concrete ACI-318-00, and commentary ACI318R-00", American Concrete Institute, Detroit, MI, USA.

### LIBROS Y MANUALES:

9. Sriramulu Vinnakota (2006), "Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD", Mc Graw Hill/Interamericana Editores
10. Jack C. McCormac (1999), "Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD", Alfaomega Grupo Editor. 2ª. Edición.
11. Programa iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo (2005), "Temas de Cooperación para el Desarrollo", 1era Edición.
12. Joseph E. Bowles (1993), "Diseño de acero estructural", Editorial LIMUSA, Grupo Noriega Editores.
13. James Ambrose (2001), "Análisis y diseño de estructuras", Editorial Limusa México.

14. T y Lin (1991), "Conceptos y Sistemas Estructurales para Arquitectos e Ingenieros", Editorial Limusa, Mexico D.F.
15. Grupo Industrial MHA S.A de C.V (2009), "Manual del constructor", Editoriales Responsables, San Salvador, El Salvador.

**TESIS:**

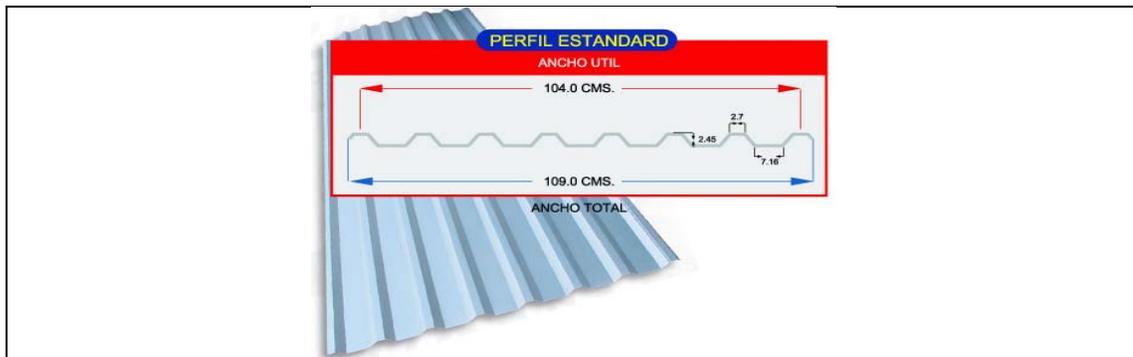
16. Anastas Hernández (1991) "Información General y consideraciones para el análisis, diseño y presupuesto de estructuras de techo", Tesis Universidad Centroamericana José Simeón Cañas UCA, El Salvador.
17. Olga Alas (2006), "Guía de procesos constructivos en sistema estructural a base de marcos de acero en edificios de mediana altura", Tesis Universidad de El Salvador, El Salvador.
18. Leonilo Santiago Hernández (2005) "Diseño de Armaduras para Techo", Tesis Universidad Autónoma de Chapingo, México.
19. Néstor Francisco Grande (2009) "Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el de factores de carga y resistencia (LRFD)", Tesis Universidad de El Salvador.
20. Odir Edgardo Alvarado Salguero (2008), "Influencia de la Estructuración Sísmica en el Proceso del Diseño Estructural en Edificios", Tesis Universidad de El Salvador.
21. Arturo José Benítez Villatoro (2005), "Guía para el Diseño Estructural de Edificios utilizando Modelos Tridimensionales", Tesis Universidad de El Salvador.
22. Nicolás Elías Guevara Morales (2006), "Evaluación de la Capacidad estructural del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura utilizando Análisis Estático No Lineal", Tesis Universidad de El Salvador.

# ANEXOS

## ANEXO 2.1 CUBIERTAS UTILIZADAS EN EL SALVADOR.

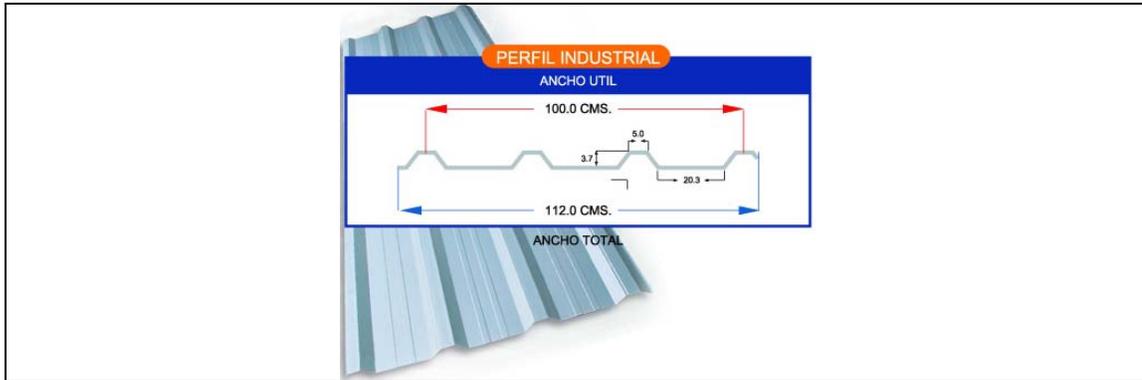
### ANEXO 2.1.1.

#### Lamina perfil estándar



Condición de apoyo	Espesor (mm)	Separación entre apoyos (m)				Peso Kg/m <sup>2</sup>	Pendiente	
		1.00	1.25	1.40	1.60			
		Carga Uniforme Permisible Kg/ m <sup>2</sup>						
Uno o dos claros	0.40	261.00	165.00	120.00	91.00	3.92	8% con sellante de poliuretano en juntas.  12% sin sellante.	
	0.45	327.00	206.00	150.00	113.00			4.64
	0.60	381.00	243.00	176.00	133.00			5.12
Tres o más claros	0.40	282.00	207.00	151.00	115.00			
	0.45	353.00	258.00	189.00	144.00			
	0.60	478.00	304.00	222.00	168.00			

**ANEXO 2.1.2  
Lamina industrial.**



Condición de apoyo	Espesor (mm)	Separación entre apoyos.(m)				Peso Kg/m <sup>2</sup>	Pendiente
		1.00	1.25	1.40	1.60		
		Carga Uniforme Permissible Kg/ m <sup>2</sup>					
Uno o dos claros	0.40	290.00	183.00	134.00	101.00	4.12	5%
	0.45	363.00	229.00	167.00	126.00	4.89	
	0.60	423.00	270.00	196.00	148.00	5.64	
Tres o más claros	0.40	314.00	230.00	168.00	128.00		
	0.45	392.00	287.00	210.00	160.00		
	0.60	531.00	338.00	247.00	187.00		

**. ANEXO 2.1.3.**

**Lamina galvanizada con acabado en relieve en forma de teja.**



Condición de apoyo	Espesor (mm)	Separación entre apoyos.(m)				Peso Kg/m <sup>2</sup>	Pendiente
		1.00	1.25	1.40	1.60		
		Carga Uniforme Permissible Kg/m <sup>2</sup>					
Uno o dos claros	0.40	174.00	109.00	80.04	60.60	4.03	15%*
Tres o más claros	0.40	217.80	137.40	100.20	75.00		

\* evita empozamiento en la grada, además de brindarle vistosidad al techo.

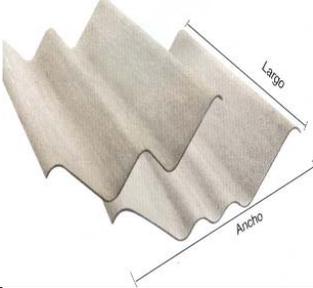
**ANEXO 2.1.4.  
Lamina galvanizada con forma ondulada.**

							
Condición de apoyo	Espesor (mm)	Separación entre apoyos.(m)				Peso Kg/m <sup>2</sup>	Pendiente
		1	1.2	1.4	1.6		
		Carga Uniforme Permisible Kg/ m <sup>2</sup>					
Uno o dos claros	0.35	167	115	85	65	3.65	20%
	0.4	226	172	127	97	3.96	
	0.45	246	188	132	109	4.69	
Tres o más claros	0.35	249	144	106	81		
	0.4	307	177	147	156		
	0.45	307	214	156	150		

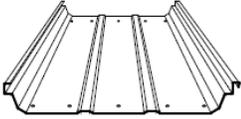
**ANEXO 2.1.5  
Lamina Fibrocemento Estandar**

							
Condición de apoyo	Espesor (mm)	Separación entre apoyos.(m)				Peso Kg/m <sup>2</sup>	Pendiente
		0.85	1	1.15	1.5		
		Carga concentrada Permisible Kg					
Un claro	5	413	400	348		13.24	20%
	6.5	615	520	452	346	17.25	

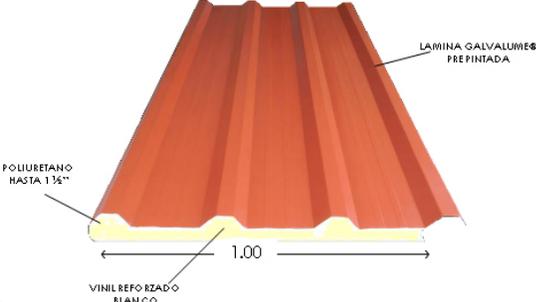
**ANEXO 2.1.6.  
Lamina Fibrocemento Industrial.**

							
Condición de apoyo	Espesor (mm)	Separación entre apoyos.(m)				Peso Kg/m <sup>2</sup>	Pendiente
		3.25	4.74	5.96	7.1		10%
		Carga concentrada Permisible Kg					
Un claro	7	681	506	403	338	17.24	

**ANEXO 2.1.7.  
Lamina engarlopable de ancho de 24" y 2.5" de peralte.**

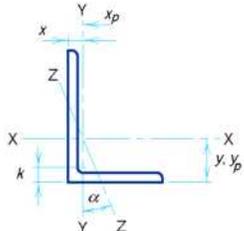
							
Condición de apoyo	Calibre	Separación entre apoyos.(m)				Peso Kg/m <sup>2</sup>	Pendiente
		1.25	1.5	1.75	2		2%
		Carga distribuida Permisible Kg/m <sup>2</sup>					
Un claro	24	681	506	403	168	5.67	
	22	300	300	221	248	7.92	
Tres o más claros	24	300	300	300	300		
	22	300	300	300	300		

**ANEXO 2.1.8.**  
**Cubierta termo acústica**



Condición de apoyo	Espesor	Separación entre apoyos.(m)				Peso Kg/m <sup>2</sup>	Pendiente
		2	2.25	3.0	3.5		
		Carga concentrada Permisible Kg					
Un claro	1"	<b>200</b>	<b>132</b>	<b>93</b>	<b>67</b>	<b>9.73</b>	8%
	1.5"	246	154	110	81	10.23	
	2"	264	171	120	87	10.74	
	2.5"		192	132	100	11.25	
	3"		220	140	120	11.76	
Tres o mas claros	1"	<b>274</b>	<b>183</b>	<b>129</b>	<b>94</b>		
	1.5"	344	218	154	110		
	2"	371	241	172	134		
	2.5"		281	191	153		
	3"		361	225	192		

## ANEXO 2.2 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE ANGULOS SEGÚN AISC 2005

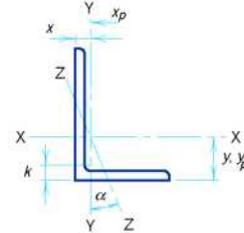


**ANGLES**  
Equal legs and unequal legs  
Properties for designing

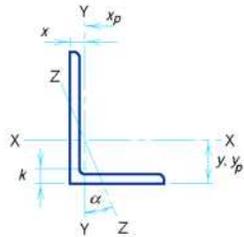
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y <sub>p</sub>
in.	in.	lb	in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.
L8×8×1/8	1 3/4	56.9	16.7	98.0	17.5	2.42	2.41	31.6	1.05
1	1 5/8	51.0	15.0	89.0	15.8	2.44	2.37	28.5	0.938
7/8	1 1/2	45.0	13.2	79.6	14.0	2.45	2.33	25.3	0.827
3/4	1 3/8	38.9	11.4	69.7	12.2	2.47	2.28	22.0	0.715
5/8	1 1/4	32.7	9.61	59.4	10.3	2.49	2.23	18.6	0.601
9/16	1 1/16	29.6	8.68	54.1	9.34	2.50	2.21	16.8	0.543
1/2	1 1/8	26.4	7.75	48.6	8.36	2.50	2.19	15.1	0.484
L8×6×1	1 1/2	44.2	13.0	80.8	15.1	2.49	2.65	27.3	1.50
7/8	1 3/8	39.1	11.5	72.3	13.4	2.51	2.61	24.2	1.44
3/4	1 1/4	33.8	9.94	63.4	11.7	2.53	2.56	21.1	1.38
5/8	1 1/8	28.5	8.36	54.1	9.87	2.54	2.52	17.9	1.31
9/16	1 1/16	25.7	7.56	49.3	8.95	2.55	2.50	16.2	1.28
1/2	1	23.0	6.75	44.3	8.02	2.56	2.47	14.5	1.25
7/16	15/16	20.2	5.93	39.2	7.07	2.57	2.45	12.8	1.22
L8×4×1	1 1/2	37.4	11.0	69.6	14.1	2.52	3.05	24.3	2.50
7/8	1 3/8	33.1	9.73	62.5	12.5	2.53	3.00	21.6	2.44
3/4	1 1/4	28.7	8.44	54.9	10.9	2.55	2.95	18.9	2.38
5/8	1 1/8	24.2	7.11	46.9	9.21	2.57	2.91	16.0	2.31
9/16	1 1/16	21.9	6.43	42.8	8.35	2.58	2.88	14.5	2.28
1/2	1	19.6	5.75	38.5	7.49	2.59	2.86	13.0	2.25
7/16	15/16	17.2	5.06	34.1	6.60	2.60	2.83	11.5	2.22
L7×4×3/4	1 1/4	26.2	7.69	37.8	8.42	2.22	2.51	14.8	1.88
5/8	1 1/8	22.1	6.48	32.4	7.14	2.24	2.46	12.6	1.81
1/2	1	17.9	5.25	26.7	5.81	2.25	2.42	10.3	1.75
7/16	15/16	15.7	4.62	23.7	5.13	2.26	2.39	9.09	1.72
3/8	7/8	13.6	3.98	20.6	4.44	2.27	2.37	7.87	1.69

## ANGLES

Equal legs and unequal legs  
Properties for designing



Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>x</i>	<i>Z</i>	<i>x<sub>p</sub></i>	<i>r</i>	Tan $\alpha$
	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in.	
L8x8x1 1/8	98.0	17.5	2.42	2.41	31.6	1.05	1.56	1.000
1	89.0	15.8	2.44	2.37	28.5	0.938	1.56	1.000
7/8	79.6	14.0	2.45	2.33	25.3	0.827	1.57	1.000
3/4	69.7	12.2	2.47	2.28	22.0	0.715	1.58	1.000
5/8	59.4	10.3	2.49	2.23	18.6	0.601	1.58	1.000
9/16	54.1	9.34	2.50	2.21	16.8	0.543	1.59	1.000
1/2	48.6	8.36	2.50	2.19	15.1	0.484	1.59	1.000
L8x6x1	38.8	8.92	1.73	1.65	16.2	0.813	1.28	0.543
7/8	34.9	7.94	1.74	1.61	14.4	0.718	1.28	0.547
3/4	30.7	6.92	1.76	1.56	12.5	0.621	1.29	0.551
5/8	26.3	5.88	1.77	1.52	10.5	0.522	1.29	0.554
9/16	24.0	5.34	1.78	1.50	9.52	0.472	1.30	0.556
1/2	21.7	4.79	1.79	1.47	8.51	0.422	1.30	0.558
7/16	19.3	4.23	1.80	1.45	7.50	0.371	1.31	0.560
L8x4x1	11.6	3.94	1.03	1.05	7.72	0.688	0.846	0.247
7/8	10.5	3.51	1.04	0.999	6.77	0.608	0.848	0.253
3/4	9.36	3.07	1.05	0.953	5.81	0.527	0.852	0.258
5/8	8.10	2.62	1.07	0.905	4.86	0.444	0.857	0.262
9/16	7.43	2.38	1.07	0.882	4.38	0.402	0.861	0.265
1/2	6.74	2.15	1.08	0.859	3.90	0.359	0.865	0.267
7/16	6.02	1.90	1.09	0.835	3.42	0.316	0.869	0.269
L7x4x3/4	9.05	3.03	1.09	1.01	5.65	0.549	0.860	0.324
5/8	7.84	2.58	1.10	0.963	4.74	0.463	0.865	0.329
1/2	6.53	2.12	1.11	0.917	3.83	0.375	0.872	0.335
7/16	5.83	1.88	1.12	0.893	3.37	0.330	0.875	0.337
3/8	5.10	1.63	1.13	0.870	2.90	0.285	0.880	0.340



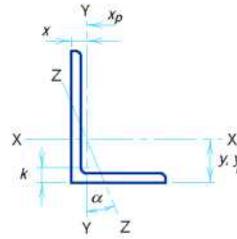
## ANGLES

Equal legs and unequal legs  
Properties for designing

Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	yp
in.	in.	lb	in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.
L6x6x1	1 1/2	37.4	11.0	35.5	8.57	1.80	1.86	15.5	0.917
	7/8	33.1	9.73	31.9	7.63	1.81	1.82	13.8	0.811
	3/4	28.7	8.44	28.2	6.66	1.83	1.78	12.0	0.703
	5/8	24.2	7.11	24.2	5.66	1.84	1.73	10.2	0.592
	9/16	21.9	6.43	22.1	5.14	1.85	1.71	9.26	0.536
	1/2	19.6	5.75	19.9	4.61	1.86	1.68	8.31	0.479
	7/16	17.2	5.06	17.7	4.08	1.87	1.66	7.34	0.422
	3/8	14.9	4.36	15.4	3.53	1.88	1.64	6.35	0.363
	5/16	12.4	3.65	13.0	2.97	1.89	1.62	5.35	0.304
	L6x4x7/8	1 3/8	27.2	7.98	27.7	7.15	1.86	2.12	12.7
3/4		23.6	6.94	24.5	6.25	1.88	2.08	11.2	1.38
5/8		20.0	5.86	21.1	5.31	1.90	2.03	9.51	1.31
9/16		18.1	5.31	19.3	4.83	1.90	2.01	8.66	1.28
1/2		16.2	4.75	17.4	4.33	1.91	1.99	7.78	1.25
7/16		14.3	4.18	15.5	3.83	1.92	1.96	6.88	1.22
3/8		12.3	3.61	13.5	3.32	1.93	1.94	5.97	1.19
5/16		10.3	3.03	11.4	2.79	1.94	1.92	5.03	1.16
L6x3 1/2 x 1/2		1	15.3	4.50	16.6	4.24	1.92	2.08	7.50
	3/8	11.7	3.42	12.9	3.24	1.94	2.04	5.76	1.44
	5/16	9.80	2.87	10.9	2.73	1.95	2.01	4.85	1.41
L5x5x7/8	1 3/8	27.2	7.98	17.8	5.17	1.49	1.57	9.33	0.798
	3/4	23.6	6.94	15.7	4.53	1.51	1.52	8.16	0.694
	5/8	20.0	5.86	13.6	3.86	1.52	1.48	6.95	0.586
	1/2	16.2	4.75	11.3	3.16	1.54	1.43	5.68	0.475
	7/16	14.3	4.18	10.0	2.79	1.55	1.41	5.03	0.418
	3/8	12.3	3.61	8.74	2.42	1.56	1.39	4.36	0.361
	5/16	10.3	3.03	7.42	2.04	1.57	1.37	3.68	0.303

## ANGLES

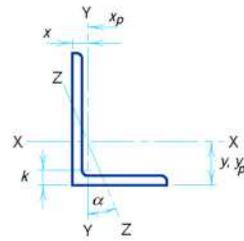
Equal legs and unequal legs  
Properties for designing



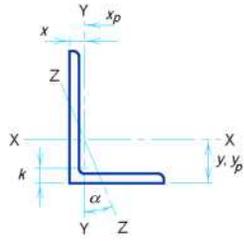
Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>x</i>	<i>Z</i>	<i>x<sub>p</sub></i>	<i>r</i>	Tan $\alpha$
in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in.	
L6x6x1	35.5	8.57	1.80	1.86	15.5	0.917	1.17	1.000
7/8	31.9	7.63	1.81	1.82	13.8	0.811	1.17	1.000
3/4	28.2	6.66	1.83	1.78	12.0	0.703	1.17	1.000
5/8	24.2	5.66	1.84	1.73	10.2	0.592	1.18	1.000
9/16	22.1	5.14	1.85	1.71	9.26	0.536	1.18	1.000
1/2	19.9	4.61	1.86	1.68	8.31	0.479	1.18	1.000
7/16	17.7	4.08	1.87	1.66	7.34	0.422	1.19	1.000
3/8	15.4	3.53	1.88	1.64	6.35	0.363	1.19	1.000
5/16	13.0	2.97	1.89	1.62	5.35	0.304	1.20	1.000
L6x4x7/8	9.75	3.39	1.11	1.12	6.31	0.665	0.857	0.421
3/4	8.68	2.97	1.12	1.08	5.47	0.578	0.860	0.428
5/8	7.52	2.54	1.13	1.03	4.62	0.488	0.864	0.435
9/16	6.91	2.31	1.14	1.01	4.19	0.442	0.866	0.438
1/2	6.27	2.08	1.15	0.987	3.75	0.396	0.870	0.440
7/16	5.60	1.85	1.16	0.964	3.30	0.349	0.873	0.443
3/8	4.90	1.60	1.17	0.941	2.85	0.301	0.877	0.446
5/16	4.18	1.35	1.17	0.918	2.40	0.252	0.882	0.448
L6x3 1/2 x 1/2	4.25	1.59	0.972	0.833	2.91	0.375	0.759	0.344
3/8	3.34	1.23	0.988	0.787	2.20	0.285	0.767	0.350
5/16	2.85	1.04	0.996	0.763	1.85	0.239	0.772	0.352
L5x5x7/8	17.8	5.17	1.49	1.57	9.33	0.798	0.973	1.000
3/4	15.7	4.53	1.51	1.52	8.16	0.694	0.975	1.000
5/8	13.6	3.86	1.52	1.48	6.95	0.586	0.978	1.000
1/2	11.3	3.16	1.54	1.43	5.68	0.475	0.983	1.000
7/16	10.0	2.79	1.55	1.41	5.03	0.418	0.986	1.000
3/8	8.74	2.42	1.56	1.39	4.36	0.361	0.990	1.000
5/16	7.42	2.04	1.57	1.37	3.68	0.303	0.994	1.000

## ANGLES

Equal legs and unequal legs  
Properties for designing



Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>x</i>	<i>Z</i>	<i>x<sub>p</sub></i>	<i>r</i>	Tan $\alpha$
in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in.	
L5x3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> x <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	5.55	2.22	0.977	0.996	4.10	0.581	0.748	0.464
5/8	4.83	1.90	0.991	0.951	3.47	0.492	0.751	0.472
1/2	4.05	1.56	1.01	0.906	2.83	0.400	0.755	0.479
3/8	3.18	1.21	1.02	0.861	2.16	0.305	0.762	0.486
5/16	2.72	1.02	1.03	0.838	1.82	0.256	0.766	0.489
1/4	2.23	0.830	1.04	0.814	1.47	0.206	0.770	0.492
L5x3x1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	2.58	1.15	0.829	0.750	2.11	0.375	0.648	0.357
7/16	2.32	1.02	0.837	0.727	1.86	0.331	0.651	0.361
3/8	2.04	0.888	0.845	0.704	1.60	0.286	0.654	0.364
5/16	1.75	0.753	0.853	0.681	1.35	0.240	0.658	0.368
1/4	1.44	0.614	0.861	0.657	1.09	0.194	0.663	0.371
L4x4x3 <sup>4</sup> / <sub>4</sub>	7.67	2.81	1.19	1.27	5.07	0.680	0.778	1.000
5/8	6.66	2.40	1.20	1.23	4.33	0.576	0.779	1.000
1/2	5.56	1.97	1.22	1.18	3.56	0.469	0.782	1.000
7/16	4.97	1.75	1.23	1.16	3.16	0.414	0.785	1.000
3/8	4.36	1.52	1.23	1.14	2.74	0.357	0.788	1.000
5/16	3.71	1.29	1.24	1.12	2.32	0.300	0.791	1.000
1/4	3.04	1.05	1.25	1.09	1.88	0.242	0.795	1.000
L4x3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> x1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	3.79	1.52	1.04	1.00	2.73	0.438	0.722	0.750
3/8	2.95	1.16	1.06	0.955	2.11	0.334	0.727	0.755
5/16	2.55	0.994	1.07	0.932	1.78	0.281	0.730	0.757
1/4	2.09	0.808	1.07	0.909	1.44	0.227	0.734	0.759



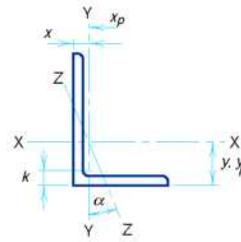
## ANGLES

Equal legs and unequal legs  
Properties for designing

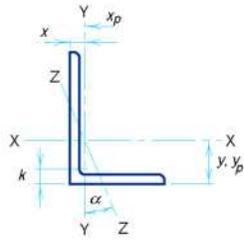
Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y <sub>p</sub>
in.	in.	lb	in.	in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>	in.
L4x3 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	13.6	3.98	6.03	2.30	1.23	1.37	4.12	0.813
	1/2	11.1	3.25	5.05	1.89	1.25	1.33	3.41	0.750
	7/16	9.80	2.87	4.52	1.68	1.25	1.30	3.03	0.719
	3/8	8.50	2.48	3.96	1.46	1.26	1.28	2.64	0.688
	5/16	7.20	2.09	3.38	1.23	1.27	1.26	2.23	0.656
	1/4	5.80	1.69	2.77	1.00	1.28	1.24	1.82	0.625
	L3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> x3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	7/8	11.1	3.25	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68
7/16		9.80	2.87	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410
3/8		8.50	2.48	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355
5/16		7.20	2.09	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299
1/4		5.80	1.69	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241
L3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> x3x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>		15/16	10.2	3.00	3.45	1.45	1.07	1.13	2.63
	3/8	7.90	2.30	2.72	1.13	1.09	1.08	2.04	0.438
	5/16	6.60	1.93	2.33	0.954	1.10	1.06	1.73	0.406
	1/4	5.40	1.56	1.91	0.776	1.11	1.04	1.41	0.375
L3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> x2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	15/16	9.40	2.75	3.24	1.41	1.09	1.20	2.53	0.750
	3/8	7.20	2.11	2.56	1.09	1.10	1.16	1.97	0.688
	1/4	4.90	1.44	1.80	0.755	1.12	1.11	1.36	0.625
L3x3x <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	13/16	9.40	2.75	2.22	1.07	0.898	0.932	1.93	0.458
	7/16	8.30	2.43	1.99	0.954	0.905	0.910	1.72	0.406
	3/8	7.20	2.11	1.76	0.833	0.913	0.888	1.50	0.352
	5/16	6.10	1.78	1.51	0.707	0.922	0.865	1.27	0.296
	1/4	4.90	1.44	1.24	0.577	0.930	0.842	1.04	0.240
	3/16	3.71	1.09	0.962	0.441	0.939	0.820	0.794	0.182

## ANGLES

Equal legs and unequal legs  
Properties for designing



Size and Thickness	Axis Y-Y						Axis Z-Z	
	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>x</i>	<i>Z</i>	<i>x<sub>p</sub></i>	<i>r</i>	Tan $\alpha$
in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in.	
L4x3 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	2.87	1.35	0.849	0.871	2.48	0.498	0.637	0.534
1/2	2.42	1.12	0.864	0.827	2.03	0.406	0.639	0.543
7/16	2.18	0.992	0.871	0.804	1.79	0.359	0.641	0.547
3/8	1.92	0.866	0.879	0.782	1.56	0.311	0.644	0.551
5/16	1.65	0.734	0.887	0.759	1.31	0.261	0.647	0.554
1/4	1.36	0.599	0.896	0.736	1.06	0.211	0.651	0.558
L3 1/2 x 3 1/2 x 1/2	3.64	1.49	1.06	1.06	2.68	0.464	0.683	1.000
7/16	3.26	1.32	1.07	1.04	2.38	0.410	0.684	1.000
3/8	2.87	1.15	1.07	1.01	2.08	0.355	0.687	1.000
5/16	2.45	0.976	1.08	0.990	1.76	0.299	0.690	1.000
1/4	2.01	0.794	1.09	0.968	1.43	0.241	0.694	1.000
L3 1/2 x 3 x 1/2	2.33	1.10	0.881	0.875	1.98	0.429	0.621	0.714
3/8	1.85	0.851	0.897	0.830	1.53	0.328	0.625	0.721
5/16	1.58	0.722	0.905	0.808	1.30	0.276	0.627	0.724
1/4	1.30	0.589	0.914	0.785	1.05	0.223	0.631	0.727
L3 1/2 x 2 1/2 x 1/2	1.36	0.760	0.704	0.705	1.40	0.393	0.534	0.486
3/8	1.09	0.592	0.719	0.660	1.07	0.301	0.537	0.496
1/4	0.777	0.412	0.735	0.614	0.735	0.205	0.544	0.506
L3 x 3 x 1/2	2.22	1.07	0.898	0.932	1.93	0.458	0.584	1.000
7/16	1.99	0.954	0.905	0.910	1.72	0.406	0.585	1.000
3/8	1.76	0.833	0.913	0.888	1.50	0.352	0.587	1.000
5/16	1.51	0.707	0.922	0.865	1.27	0.296	0.589	1.000
1/4	1.24	0.577	0.930	0.842	1.04	0.240	0.592	1.000
3/16	0.962	0.441	0.939	0.820	0.794	0.182	0.596	1.000

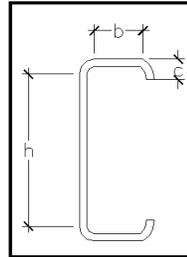


## ANGLES

Equal legs and unequal legs  
Properties for designing

Size and Thickness	k	Weight per ft	Area	Axis X-X					
				I	S	r	y	Z	y <sub>p</sub>
in.	in.	lb	in. <sup>2</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.
L3x2½x½	7/8	8.50	2.50	2.08	1.04	0.913	1.000	1.88	0.500
	3/8	6.60	1.92	1.66	0.810	0.928	0.956	1.47	0.438
	5/16	5.60	1.62	1.42	0.688	0.937	0.933	1.25	0.406
	¼	4.50	1.31	1.17	0.561	0.945	0.911	1.02	0.375
	3/16	3.39	0.996	0.907	0.430	0.954	0.888	0.781	0.344
L3x2x½	13/16	7.70	2.25	1.92	1.00	0.924	1.08	1.78	0.750
	3/8	5.90	1.73	1.53	0.781	0.940	1.04	1.40	0.688
	5/16	5.00	1.46	1.32	0.664	0.948	1.02	1.19	0.656
	¼	4.10	1.19	1.09	0.542	0.957	0.993	0.973	0.625
	3/16	3.07	0.902	0.842	0.415	0.966	0.970	0.746	0.594
L2½x2½x½	13/16	7.70	2.25	1.23	0.724	0.739	0.806	1.31	0.450
	3/8	5.90	1.73	0.984	0.566	0.753	0.762	1.02	0.347
	5/16	5.00	1.46	0.849	0.482	0.761	0.740	0.869	0.293
	¼	4.10	1.19	0.703	0.394	0.769	0.717	0.711	0.238
	3/16	3.07	0.902	0.547	0.303	0.778	0.694	0.545	0.180
L2½x2x3/8	11/16	5.30	1.55	0.912	0.547	0.768	0.831	0.986	0.438
	5/16	4.50	1.31	0.788	0.466	0.776	0.809	0.843	0.406
	¼	3.62	1.06	0.654	0.381	0.784	0.787	0.691	0.375
	3/16	2.75	0.809	0.509	0.293	0.793	0.764	0.532	0.344
L2x2x3/8	11/16	4.70	1.36	0.479	0.351	0.594	0.636	0.633	0.340
	5/16	3.92	1.15	0.416	0.300	0.601	0.614	0.541	0.288
	¼	3.19	0.938	0.348	0.247	0.609	0.592	0.445	0.234
	3/16	2.44	0.715	0.272	0.190	0.617	0.569	0.343	0.179
	1/8	1.65	0.484	0.190	0.131	0.626	0.546	0.235	0.121

**ANEXO 2.3 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LARGUEROS TIPO POLÍN “C” LAMINADO.**



POLIN C	h (cm)	b (cm)	c (cm)	t (mm)	Area (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>x</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>y</sub> (cm)
3" x 1.25" CH 18	7.62	3.18	1.27	1.20	1.86	16.68	4.38	2.99	2.77	1.22	1.09
4" x 2" CH 18	10.16	5.08	1.27	1.20	2.62	44.32	8.72	4.11	9.34	1.89	1.68
3" x 1.25" CH 16	7.62	3.18	1.27	1.50	2.42	21.29	5.59	2.96	3.47	1.20	0.93
4" x 2" CH 16	10.16	5.08	1.27	1.50	3.42	57.24	11.27	4.09	11.90	1.87	1.68
5" x 2" CH 16	12.70	5.08	1.27	1.50	3.83	95.89	15.10	5.01	12.81	1.83	1.51
6" x 2" CH 16	15.24	5.08	1.27	1.50	4.23	146.88	19.28	5.89	13.55	1.79	1.37
4" x 2" CH 14	10.16	5.08	1.27	1.90	4.97	80.53	15.85	4.02	16.17	1.80	1.66
6" x 2" CH 14	15.24	5.08	1.27	1.90	6.18	209.03	27.43	5.82	18.48	1.73	1.40
8" X 2" CH 16	20.32	5.08	1.27	1.50	4.86	285.30	28.09	7.66	14.68	3.77	1.73
8" X 2" CH 14	20.32	5.08	1.27	1.90	6.13	357.60	35.20	7.64	18.14	4.67	1.72
8" X 2" CH 12	20.32	5.08	1.27	2.50	8.01	463.10	45.58	7.61	22.97	5.92	1.69
8" X 2" CH 10	20.32	5.08	1.27	3.00	9.55	548.30	53.97	7.58	26.70	6.89	1.67

VIGA CAJON	h (cm)	b (cm)	t (mm)	Area (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>x</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>y</sub> (cm)
8" X 2" CH 16	20.32	10.16	1.50	9.73	570.70	56.17	7.66	176.70	34.78	4.26
8" X 2" CH 14	20.32	10.16	1.90	12.26	715.30	70.40	7.64	221.50	43.61	4.25
8" X 2" CH 12	20.32	10.16	2.50	16.01	926.20	91.16	7.61	287.10	56.51	4.24
8" X 2" CH 10	20.32	10.16	3.00	19.09	1097.00	107.90	7.58	340.10	66.96	4.22

$$f_y = 36000psi; f_u = 55000psi; E = 29000ksi$$

**ANEXO 2.4 PROPIEDADES GEOMETRICAS DE BARRAS DE ACERO  
CORRUGADAS ASTM A615.**

Designación	Diametro (pulg)	Area (pulg <sup>2</sup> )	Radio de giro (pulg)	Peso Nominal (lb/pie)	Peso Nominal (qq/ml)
2	0.250	0.049	0.063	0.165	0.0056
3	0.375	0.110	0.094	0.376	0.0126
4	0.500	0.196	0.125	0.668	0.0224
5	0.625	0.307	0.156	1.043	0.0350
6	0.750	0.442	0.188	1.502	0.0504
7	0.875	0.601	0.219	2.044	0.0686
8	1.000	0.785	0.250	2.670	0.0895
9	1.128	0.999	0.282	3.400	0.1133
10	1.270	1.267	0.318	4.303	0.1399
11	1.410	1.561	0.353	5.313	0.1693
14	1.693	2.251	0.423	7.650	0.2015
18	2.257	4.001	0.564	13.600	0.2364

Acero Grado 40:

$$f_y = 40000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$f_u = 60000 \text{ lb/pulg}^2$$

# ANEXO 3.1 PRESION DE DISEÑO SEGÚN “NORMA TECNICA DE DISEÑO POR VIENTO”.

## CAPITULO 4

### PRESIONES POR VIENTO

#### 4.1. PRESION ESTATICA DE DISEÑO

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

$$P = C_p C_z K P_o \quad (4.1)$$

en la cual:  $P_o$  es la presión básica de diseño y se tomará igual a 30 kg/m<sup>2</sup>.

#### 4.2. CORRECCION POR EXPOSICION Y POR ALTURA

Los factores  $K$  y  $C_z$  de la ecuación 4.1 dependen de las condiciones de exposición de la construcción en estudio y para su determinación se consideran tres zonas de ubicación:

- 1) Zona A: Gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene una altura superior a 20 m.
- 2) Zona B: Sitio rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas, en donde no se cumplen las condiciones de la Zona A.
- 3) Zona C: Terrenos abiertos, con pocas obstrucciones al flujo del viento.

La tabla 4.1 indica los valores de  $K$  que deben adoptarse para las zonas anteriores.

El factor  $C_z$  deberá tomarse igual a:

$$C_z = 1.0 \quad \text{para } Z \leq 10 \text{ mts.}$$

$$C_z = \left( \frac{Z}{10} \right)^{2/a} \quad \text{para } Z > 10 \text{ mts.}$$

**TABLA 4.1**  
FACTORES DE CORRECCION DE LA PRESION DE VIENTO POR CONDICIONES DE EXPOSICION

	ZONA		
	A	B	C
K	0.65	1	1.6
a	3.6	4.5	7.0

#### 4.3 FACTORES DE PRESION

Los factores de presión,  $C_p$ , de la ecuación 4.1 se determinarán según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación siguiente:

##### 4.3.1 Edificios y construcciones cerradas.

Se considerarán los siguientes factores de presión para el diseño de la estructura principal:

$C_p$ Pared de barlovento	+ 0.8
Pared de sotavento	- 0.5
Paredes laterales	- 0.7(1)
Techos horizontales	- 0.7
Techos curvos o inclinados para acción paralela a las generatrices	- 0.7
Techos curvos para acción normal a las generatrices Ver Tabla 4.2	
Techos inclinados para acción normal a las generatrices	
- lado de sotavento	- 0.7
- lado de barlovento	- 0.7
$\theta < 30^\circ$	- 0.7
$30^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$	$\pm 0.4$ (2)
$\theta > 50^\circ$	+ 0.8

(1) La succión se considerará constante en toda la altura de la pared y se calculará en la altura media del edificio.

(2) Tomar +0.40 ó -0.40, el que sea más desfavorable.

#### ANEXO 4.1 DETERMINACION DE LAS CARGAS SISMICAS, PARA EL CALCULO DEL FACTOR SISMICO

Para el cálculo del factor sísmico es necesario determinar el valor de los pesos sísmicos en cada uno de los entrepisos, para realizar el análisis de la fuerza cortante en la base de la edificación, que posteriormente será utilizado para determinar, mediante la ecuación, el coeficiente sísmico en la estructura de techos.

Las cargas pueden ser obtenidas mediante el producto de las dimensiones de cada uno de los elementos multiplicados por las cargas distribuidas, estos cálculos se resumen en las tablas que se muestran a continuación, los pesos de los mismos se basan en la normativa vigente de El Salvador en El “Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador”.

Calculo de peso de entrepiso (1er nivel)					
	Cantidad	Unidades	Peso unitario (Kg/unid.)	W (peso total)	W (Ton)
Losa (Losa aligerada tipo VT1-20)	932.74	m2	260	242512.40	242.51
Piso (Piso de ceramica)	932.74	m2	50	46637.00	46.64
Columnas	49.28	m3	2400	118272.00	118.27
Vigas	91.82	m3	2400	220368.00	220.37
Paredes (pared de ladrillo de barro)	820.00	m2	200	164000.00	164.00
Carga instantanea	932.74	m2	120	111928.80	111.93
Peso total de entrepiso 1er Nivel					<b>903.72</b>

Calculo de peso de entrepiso (2er nivel)					
	Cantidad	Unidades	Peso unitario (Kg/unid.)	W (peso total)	W (Ton)
Losa (Losa aligerada tipo VT1-20)	932.74	m2	260	242512.40	242.51
Piso (Piso de ceramica)	932.74	m2	50	46637.00	46.64
Columnas	49.28	m3	2400	118272.00	118.27
Vigas	91.82	m3	2400	220368.00	220.37
Paredes (pared de ladrillo de barro)	820.00	m2	200	164000.00	164.00
Carga instantanea	932.74	m2	120	111928.80	111.93
Peso total de entrepiso 2do Nivel					<b>903.72</b>

Calculo de peso de entrepiso (3er nivel)					
	Cantidad	Unidades	Peso unitario (Kg/unid.)	W (peso total)	W (Ton)
Losa (Losa aligerada tipo VT1-20)	932.74	m2	260	242512.40	242.51
Piso (Piso de ceramica)	932.74	m2	50	46637.00	46.64
Columnas	33.88	m3	2400	81312.00	81.31
Vigas	28.51	m3	2400	68424.00	68.42
Paredes (pared de ladrillo de barro)	820.00	m2	200	164000.00	164.00
Carga instantanea	932.74	m2	120	111928.80	111.93
Peso total de entrepiso 3er Nivel					<b>714.81</b>

Calculo de peso de estructura de techo					
	Cantidad	Unidades	Peso unitario (Kg/unid.)	W (peso total)	W (Ton)
Peso de estructura metálica	1074.00	m2	17.00	18258.00	18.26
Cielo falso e instalaciones electricas	1074.00	m2	25.00	26850.00	26.85
Peso de cubierta	1074.00	m2	10.74	11534.76	11.53
Peso total de entrepiso 4to Nivel					<b>56.64</b>

Estos valores son los que se utilizaron en el cálculo del factor sísmico.

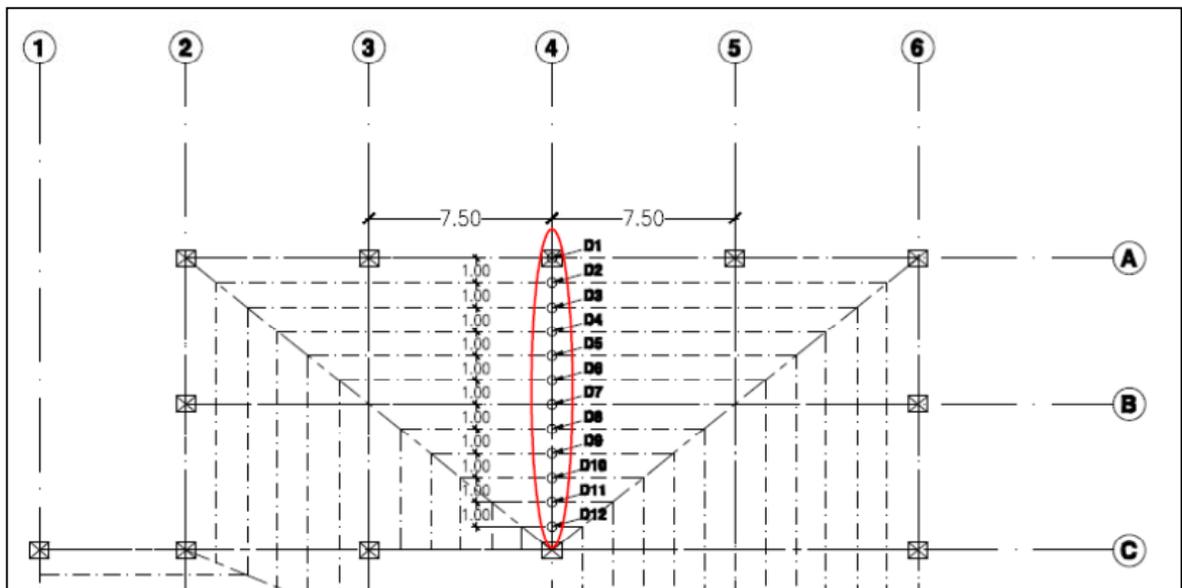
**ANEXO 4.2 CALCULO DE LAS CARGAS GRAVITACIONALES Y ACCIDENTALES DE LAS VIGAS DE ALMA ABIERTA.**

**b.2) Viga Tipo VM-3 (en eje 4 tramos A - C).**

- ❖ Se determina de la misma manera que se ha determinado para el caso anterior las cargas que llegarán a los otros elementos secundarios que conforman la estructura, analizamos ahora la viga ubicada en el eje 4 entre los ejes A y C. Se mencionarán las características generales de los elementos y en base a estos se determinarán con fórmulas similares las reacciones en el elemento analizado.

De igual manera que el anterior la pendiente del techo es de 15% y la separación entre los elementos de la estructura es de 1.00 m

**Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)**



**Figura A4.1 Distribución de cargas en la viga ubicada en el eje 4**

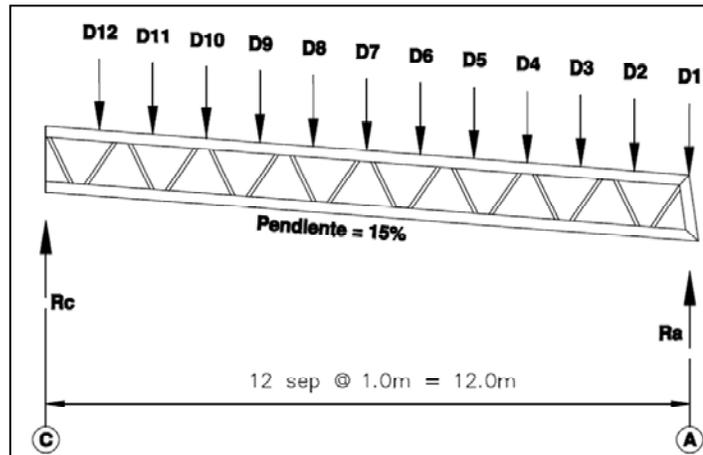


Figura A4.2 Viga de alma abierta con cargas muertas provenientes de elementos secundarios.

Viga en eje 4		Carga muerta							
Codigo	q	L1	L2	Dist. a eje A	Qi	Qi + PP	Ma	RC	RA
D1	39.71	7.50	7.50	0.00	297.83	<b>327.61</b>	0		
D2	39.71	7.50	7.50	1.00	297.83	<b>327.61</b>	327.61		
D3	39.71	7.50	7.50	2.00	297.83	<b>327.61</b>	655.22		
D4	39.71	7.50	7.50	3.00	297.83	<b>327.61</b>	982.83		
D5	39.71	7.50	7.50	4.00	297.83	<b>327.61</b>	1310.44		
D6	39.71	7.50	7.50	5.00	297.83	<b>327.61</b>	1638.05		
D7	39.71	7.50	7.50	6.00	297.83	<b>327.61</b>	1965.66		
D8	39.71	6.24	6.24	7.00	247.79	<b>272.57</b>	1907.99		
D9	39.71	4.97	4.97	8.00	197.36	<b>217.1</b>	1736.8		
D10	39.71	3.73	3.73	9.00	148.12	<b>162.93</b>	1466.37		
D11	39.71	2.47	2.47	10.00	98.08	<b>107.89</b>	1078.9		
D12	39.71	1.25	1.25	11.00	49.64	<b>54.6</b>	600.6		
RC		0.00	0.00	12.00	0.00	<b>0</b>	0		
						<b>Σ</b>	13670.47	<b>1139.21</b>	<b>1969.15</b>

Tabla A4.3 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas muertas) en la viga del eje 4.

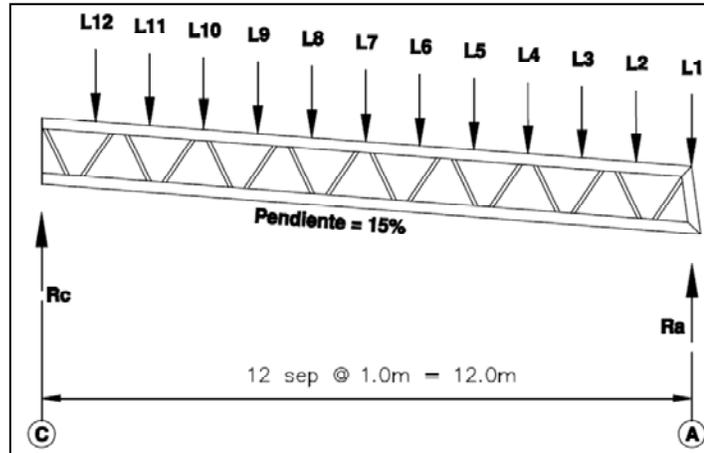
En la tabla A4.3 mostrada, es posible evaluar las reacciones en los apoyos y los demás cargas que llegan a la viga de alma abierta, los datos que se muestran han sido evaluados en base a las fórmulas con las que se hizo el análisis de la viga del eje 4.

De la tabla la cargas que representan las cargas de servicio que llegan a la estructura son  $Q_i + PP$  que representa la carga en cada nudo con su peso propio y,  $R_B$  y  $R_A$  que representan las reacciones en los apoyos.

$$R_{AD} = 1,969.15 \text{ Kg}$$

$$R_{CD} = 1,139.21 \text{ Kg}$$

**Cargas gravitacionales: Carga viva (L)**



**Fig. A4.4 Condición de las cargas vivas sobre la viga**

Viga en eje 4		Carga viva						
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje A	Qi	Ma	RC	RA
L1	20.20	7.50	7.50	0.00	151.50	0.00		
L2	20.20	7.50	7.50	1.00	151.50	151.50		
L3	20.20	7.50	7.50	2.00	151.50	303.00		
L4	20.20	7.50	7.50	3.00	151.50	454.50		
L5	20.20	7.50	7.50	4.00	151.50	606.00		
L6	20.20	7.50	7.50	5.00	151.50	757.50		
L7	20.20	7.50	7.50	6.00	151.50	909.00		
L8	20.20	6.24	6.24	7.00	126.05	882.35		
L9	20.20	4.97	4.97	8.00	100.39	803.12		
L10	20.20	3.73	3.73	9.00	75.35	678.15		
L11	20.20	2.47	2.47	10.00	49.89	498.90		
L12	20.20	1.25	1.25	11.00	25.25	277.75		
RC		0.00	0.00	12.00	0.00	0.00		
					Σ	6321.77	526.81	910.62

**Tabla A4.5 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas vivas) en la viga en eje 4.**

En la tabla A4.5 se resumen las condiciones de carga que le son transmitidas a la viga de alma abierta y también las resultantes de las cargas en los nudos y las reacciones en los apoyos, se mencionan las resultantes de los apoyos a continuación:

$$R_{AL} = 910.62 \text{ Kg}$$

$$R_{CL} = 526.81 \text{ Kg}$$

Cargas accidentales: Carga de viento (W)

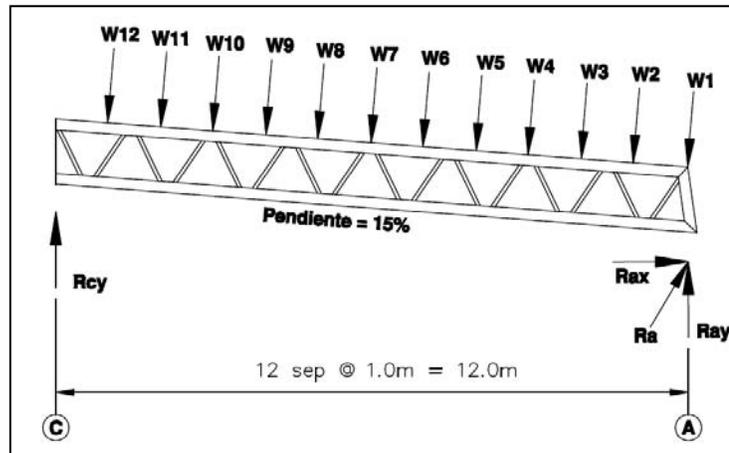


Figura A4.6 Condición de las cargas de viento sobre la viga en el eje 4.

Viga en eje 4		Carga de viento								
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje A	Qi	Ma				
W1	-25.57	7.50	7.50	0.00	-191.78	0.00				
W2	-25.57	7.50	7.50	1.01	-191.78	-193.6978				
W3	-25.57	7.50	7.50	2.02	-191.78	-387.3956				
W4	-25.57	7.50	7.50	3.03	-191.78	-581.0934				
W5	-25.57	7.50	7.50	4.04	-191.78	-774.7912				
W6	-25.57	7.50	7.50	5.05	-191.78	-968.489				
W7	-25.57	7.50	7.50	6.06	-191.78	-1162.1868				
W8	-25.57	6.24	6.24	7.07	-159.56	-1128.0892				
W9	-25.57	4.97	4.97	8.08	-127.08	-1026.8064	Pendiente	15%	$\sum Qi \times \text{Sen}\theta$	
W10	-25.57	3.73	3.73	9.09	-95.38	-867.0042	$\theta$	8.53		-269.9
W11	-25.57	2.47	2.47	10.10	-63.16	-637.916	rad	0.14887646		
W12	-25.57	1.25	1.25	11.11	-31.96	-355.08				
RC		0	0	12.00	0.00	0.00	RC	RAy	RAx	
				$\Sigma$	-1819.60	-8082.5452	-673.55	-1146.05	-269.90	

Tabla A4.7 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas de viento) en la viga en eje 4.

En la tabla A4.7 se detalla el cálculo de las fuerzas externas en todos los nudos de la viga ubicada en el eje 4, debidas a viento, de igual manera que en los anteriores cálculos, la tabla de ayuda en una hoja de cálculo, realiza las operaciones en base a las fórmulas con las que se analizó el primer elemento.

$$R_{CW} = -673.55 \text{ Kg}$$

$$R_{AW} = \sqrt{R_{AWx}^2 + R_{AWy}^2}$$

$$R_{AW} = \sqrt{(-269.90)^2 + (-1,146.05)^2}$$

$$R_{AW} = 1,177.40 \text{ Kg}$$

Cargas accidentales: Carga sísmica (E)

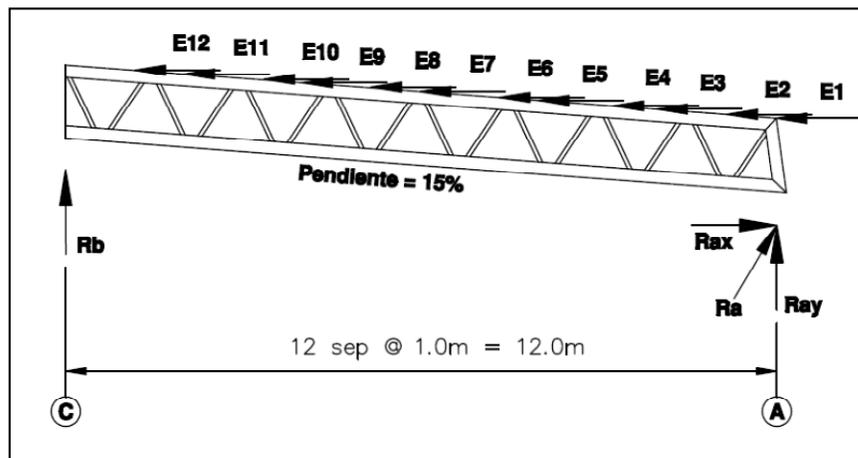


Fig. A4.8 Condición de las cargas sísmicas sobre la viga en el eje 4

Viga en eje 4

Carga de sismo

# Carga	Carga muerta	Distancia vertical	Distancia horizontal	Factor	Ei	Ma	RC	RAy	RAx
E1	327.61	0.00	0.00	0.36	<b>117.94</b>	0			
E2	327.61	0.15	1.00	0.36	<b>117.94</b>	17.691			
E3	327.61	0.30	2.00	0.36	<b>117.94</b>	35.382			
E4	327.61	0.45	3.00	0.36	<b>117.94</b>	53.073			
E5	327.61	0.60	4.00	0.36	<b>117.94</b>	70.764			
E6	327.61	0.75	5.00	0.36	<b>117.94</b>	88.455			
E7	327.61	0.90	6.00	0.36	<b>117.94</b>	106.146			
E8	272.57	1.05	7.00	0.36	<b>98.13</b>	103.0365			
E9	217.10	1.20	8.00	0.36	<b>78.16</b>	93.792			
E10	162.93	1.35	9.00	0.36	<b>58.65</b>	79.1775			
E11	107.89	1.50	10.00	0.36	<b>38.84</b>	58.26			
E12	54.60	1.65	11.00	0.36	<b>19.66</b>	32.439			
RC		1.80	12.00		1119.02	738.216	<b>61.52</b>	<b>61.52</b>	<b>1119.02</b>

Tabla A4.9 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas sísmicas) en la viga.

Las reacciones en los apoyos según se muestran en la Tabla A4.9 son:

$$R_{CE} = 61.52 \text{ Kg}$$

$$R_{AE} = \sqrt{R_{AE_x}^2 + R_{AE_y}^2}$$

$$R_{AE} = \sqrt{(1,119.02)^2 + (61.52)^2}$$

$$R_{AE} = 1,120.71 \text{ Kg}$$

### b.3) Viga ubicada en eje B tramo 5 - 6.

- ❖ Se determinará de la misma manera que se ha determinado para el caso anterior las cargas que llegarán a los otros elementos secundarios que conforman la estructura, analizamos ahora la viga ubicada en el eje B tramo 5 - 6. Se mencionarán las características generales de los elementos y en base a estos se determinarán con fórmulas similares las reacciones en el elemento analizado.

En éste caso la pendiente del techo es de 12% y la separación entre los elementos de la estructura es de 1.25 m en la dirección horizontal.

#### Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)

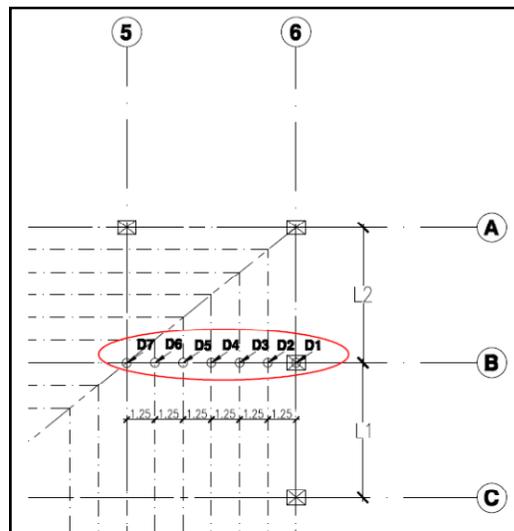
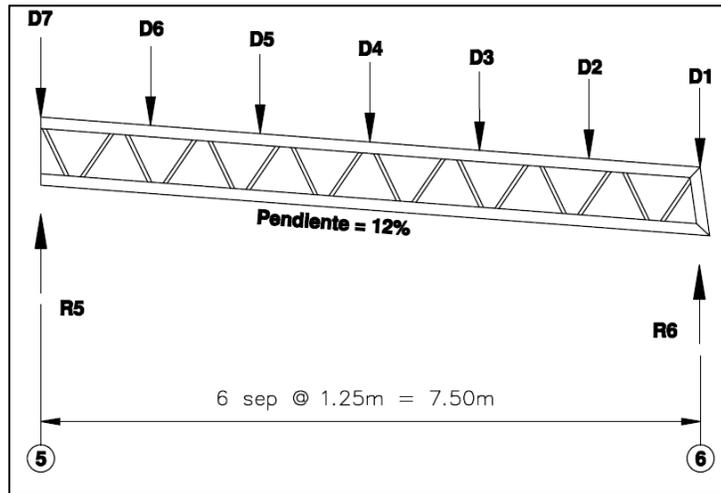


Figura A4.10 Distribución de cargas en la viga ubicada en el eje 4



**Figura A4.11** Viga de alma abierta con cargas muertas provenientes de elementos secundarios.

Viga en eje B		Carga muerta							
Codigo	q	L1	L2	Dist. a eje 6	Qi	Qi + PP	M6	R5	R6
D1	49.54	6.00	6.00	0.00	297.24	<b>326.96</b>	0		
D2	49.54	6.00	5.00	1.25	272.47	<b>299.72</b>	374.65		
D3	49.54	6.00	4.00	2.50	247.70	<b>272.47</b>	681.175		
D4	49.54	6.00	3.00	3.75	222.93	<b>245.22</b>	919.575		
D5	49.54	6.00	2.00	5.00	198.16	<b>217.98</b>	1089.9		
D6	49.54	6.00	1.00	6.25	173.39	<b>190.73</b>	1192.0625		
D7	49.54	6.00	0.00	7.50	148.62	<b>163.48</b>	1226.1		
R5				7.50	0.00	<b>0</b>	0		
						<b>Σ</b>	5483.4625	<b>731.13</b>	<b>985.43</b>

**Tabla A4.12** Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas muertas) en la viga del eje B.

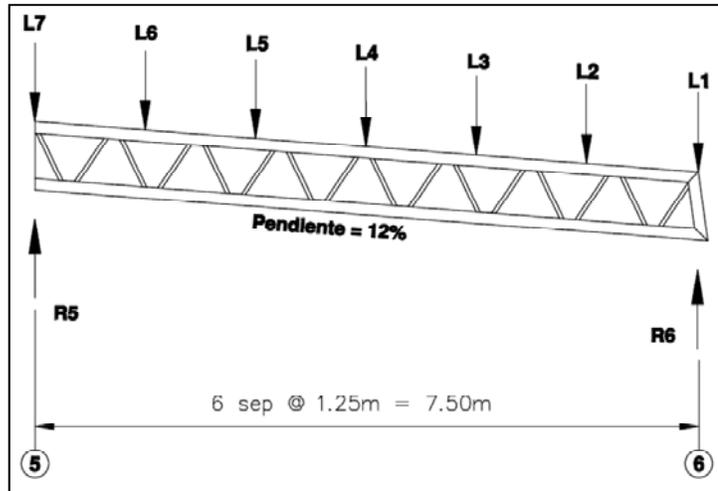
En la tabla A4.12 mostrada, es posible evaluar las reacciones en los apoyos y los demás cargas que llegan a la viga de alma abierta, los datos que se muestran han sido evaluados en base a las fórmulas con las que se hizo el análisis de la viga del eje B.

De la tabla la cargas que representan las cargas de servicio que llegan a la estructura son Qi + PP que representa la carga en cada nudo con su peso propio y, R5 y R6 que representan las reacciones en los apoyos.

$$R_{6D} = 985.43 \text{ Kg}$$

$$R_{5D} = 731.13 \text{ Kg}$$

**Cargas gravitacionales: Carga viva (L)**



**Fig. A4.13 Condición de las cargas vivas sobre la viga en el eje B**

Viga en eje B		Carga viva						
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje 6	Qi	M6	R5	R6
L1	25.20	7.50	6.00	0.00	<b>170.10</b>	0.00		
L2	25.20	7.50	5.00	1.25	<b>157.50</b>	196.88		
L3	25.20	7.50	4.00	2.50	<b>144.90</b>	362.25		
L4	25.20	7.50	3.00	3.75	<b>132.30</b>	496.13		
L5	25.20	7.50	2.00	5.00	<b>119.70</b>	598.50		
L6	25.20	7.50	1.00	6.25	<b>107.10</b>	669.38		
L7	25.20	7.50	0.00	7.50	<b>94.50</b>	708.75		
R5				7.50	<b>0.00</b>	0.00		
					<b>Σ</b>	3031.875	<b>404.25</b>	<b>521.85</b>

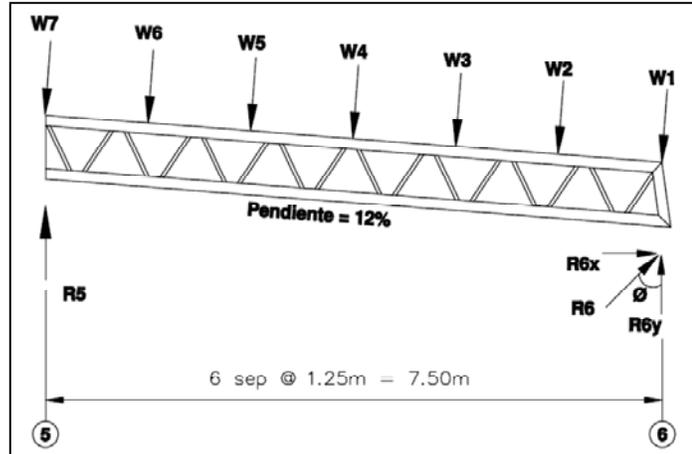
**Tabla A4.14 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas vivas) en la viga en eje B.**

En la tabla A4.14 se resumen las condiciones de carga que le son transmitidas a la viga de alma abierta y también las resultantes de las cargas en los nudos y las reacciones en los apoyos, se mencionan las resultantes de los apoyos a continuación:

$$R_{6L} = 521.85 \text{ Kg}$$

$$R_{5L} = 404.25 \text{ Kg}$$

**Cargas accidentales: Carga de viento (W)**



**Figura A4.15 Condición de las cargas de viento sobre la viga en el eje B**

Viga en eje B		Carga de viento							
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje 6	Qi	M6			
W1	-29.64	6.00	6.00	0.00	-177.84	0.00			
W2	-29.64	6.00	5.00	1.26	-163.02	-205.4052			
W3	-29.64	6.00	4.00	2.52	-148.20	-373.464			
W4	-29.64	6.00	3.00	3.77	-133.38	-502.8426	Pendiente	12%	$\Sigma Qi \times \text{Sen}\theta$
W5	-29.64	6.00	2.00	5.04	-118.56	-597.5424	θ	6.84	-111.2
W6	-29.64	6.00	1.00	6.29	-103.74	-652.5246	rad	0.11938042	
W7	-29.64	6.00	0.00	7.55	-88.92	-671.346			
R5				7.50	0.00	0.00	R5	R6y	R6x
				Σ	-933.66	-3003.1248	-400.42	-533.24	-111.20

**Tabla A4.16 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas de viento) en la viga en eje B.**

En la tabla A4.16 se detalla el cálculo de las fuerzas externas en todos los nudos de la viga ubicada en el eje 4, debidas a viento, de igual manera que en los anteriores cálculos, la tabla de ayuda en una hoja de cálculo, realiza las operaciones en base a las fórmulas con las que se analizó el primer elemento.

$$R_{5W} = -400.42 \text{ Kg}$$

$$R_{6W} = \sqrt{R_{6Wx}^2 + R_{6Wy}^2}$$

$$R_{6W} = \sqrt{(-111.20)^2 + (-533.24)^2}$$

$$R_{6W} = 544.71 \text{ Kg}$$

Cargas accidentales: Carga sísmica (E)

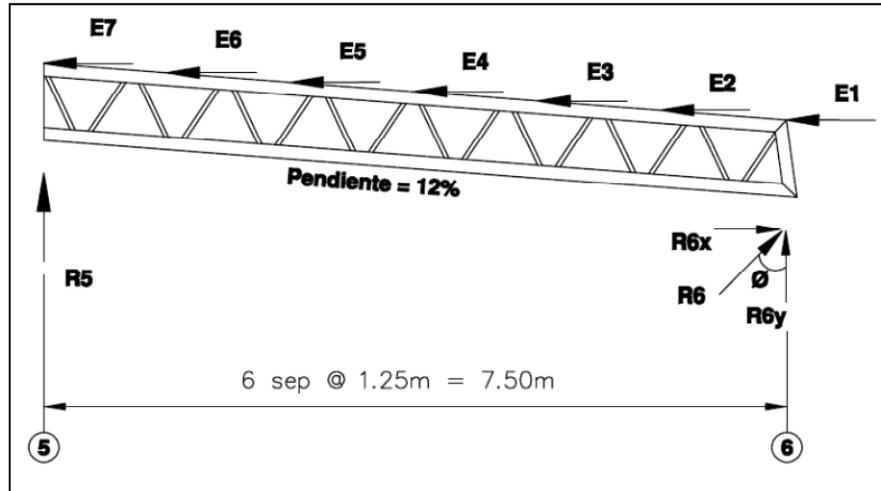


Fig. A4.17 Condición de las cargas sísmicas sobre la viga en el eje B

Viga en eje B		Carga de sismo							
# Carga	Carga muerta	Distancia vertical	Distancia horizontal	Factor	Ei	M6	R5	R6y	R6x
E1	326.96	0.00	0.00	0.36	<b>117.71</b>	0			
E2	299.72	0.12	1.25	0.36	<b>107.90</b>	12.948			
E3	272.47	0.24	2.50	0.36	<b>98.09</b>	23.5416			
E4	245.22	0.36	3.75	0.36	<b>88.28</b>	31.7808			
E5	217.98	0.48	5.00	0.36	<b>78.47</b>	37.6656			
E6	190.73	0.60	6.25	0.36	<b>68.66</b>	41.196			
E7	163.48	0.72	7.50	0.36	<b>58.85</b>	42.372			
R5		0.72	7.50		617.96	189.504	<b>25.27</b>	<b>25.27</b>	<b>617.96</b>

Tabla A4.18 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas sísmicas) en la viga.

Las reacciones en los apoyos según se muestran en la Tabla A4.18 son:

$$R_{6E} = 25.27 \text{ Kg}$$

$$R_{6E} = \sqrt{R_{6Ex}^2 + R_{6Ey}^2}$$

$$R_{6E} = \sqrt{(25.27)^2 + (617.96)^2}$$

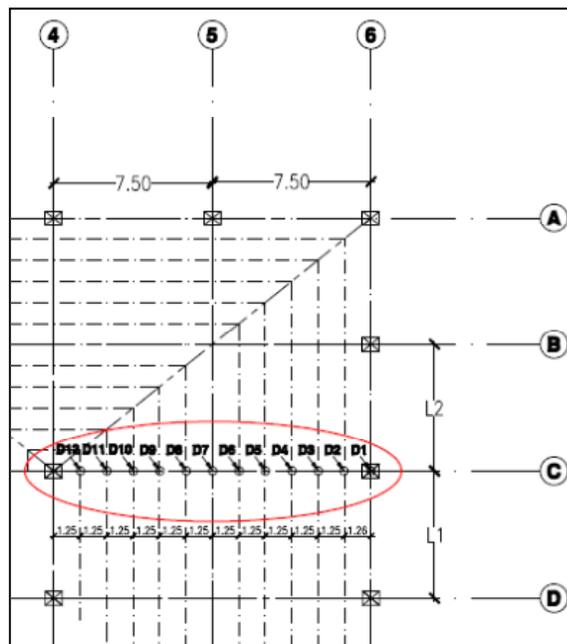
$$R_{6E} = 618.48 \text{ Kg}$$

**b.4) Viga ubicada en eje C tramo 4 - 6.**

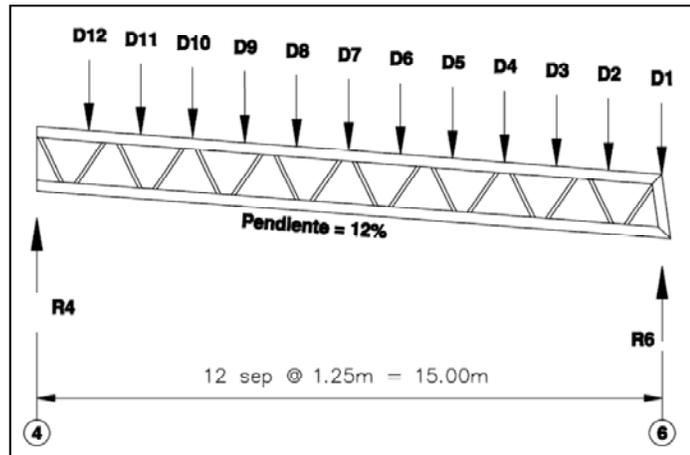
- ❖ Se determinará de la misma manera que se ha determinado para el caso anterior las cargas que llegarán a los otros elementos secundarios que conforman la estructura, analizamos ahora la viga ubicada en el eje C tramos 4 - 6. Se mencionarán las características generales de los elementos y en base a estos se determinarán con fórmulas similares las reacciones en el elemento analizado.

En éste caso la pendiente del techo es de 12% y la separación entre los elementos de la estructura es de 1.25 m en la dirección horizontal.

**Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)**



**Figura A4.19 Distribución de cargas en la viga ubicada en el eje 4**



**Figura A4.20** Viga de alma abierta con cargas muertas provenientes de elementos secundarios.

Viga en eje C		Carga muerta							
Codigo	q	L1	L2	Dist. a eje 6	Qi	Qi + PP	M6	R4	R6
D1	49.54	6.00	6.00	0.00	297.24	<b>326.96</b>	0		
D2	49.54	6.00	6.00	1.25	297.24	<b>326.96</b>	408.7		
D3	49.54	6.00	6.00	2.50	297.24	<b>326.96</b>	817.4		
D4	49.54	6.00	6.00	3.75	297.24	<b>326.96</b>	1226.1		
D5	49.54	6.00	6.00	5.00	297.24	<b>326.96</b>	1634.8		
D6	49.54	6.00	6.00	6.25	297.24	<b>326.96</b>	2043.5		
D7	49.54	6.00	6.00	7.50	297.24	<b>326.96</b>	2452.2		
D8	49.54	6.00	5.00	8.75	272.47	<b>299.72</b>	2622.55		
D9	49.54	6.00	4.00	10.00	247.70	<b>272.47</b>	2724.7		
D10	49.54	6.00	3.00	11.25	222.93	<b>245.22</b>	2758.725		
D11	49.54	6.00	2.00	12.50	198.16	<b>217.98</b>	2724.75		
D12	49.54	6.00	1.00	13.75	173.39	<b>190.73</b>	2622.5375		
R4		0.00	0.00	15.00	0.00	<b>0</b>	0		
						<b>Σ</b>	22035.9625	<b>1469.06</b>	<b>2045.78</b>

**Tabla A4.21** Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas muertas) en la viga del eje B.

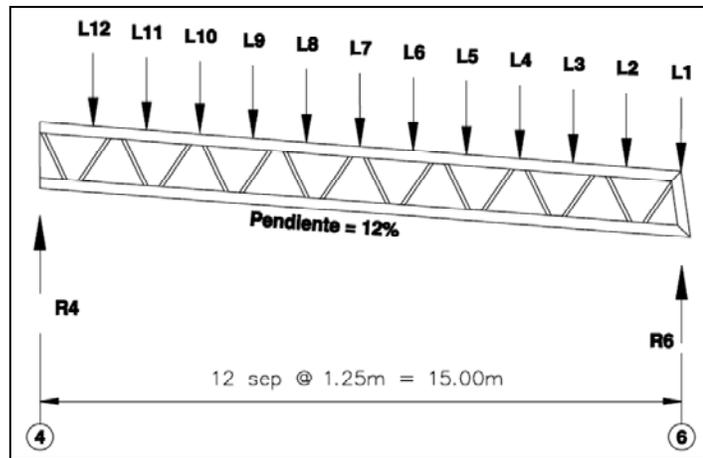
En la tabla A4.21 mostrada, es posible evaluar las reacciones en los apoyos y los demás cargas que llegan a la viga de alma abierta, los datos que se muestran han sido evaluados en base a las fórmulas con las que se hizo el análisis de la viga del eje C.

De la tabla la cargas que representan las cargas de servicio que llegan a la estructura son Qi + PP que representa la carga en cada nudo con su peso propio y, R4 y R6 que representan las reacciones en los apoyos.

$$R_{6D} = 2,045.78 \text{ Kg}$$

$$R_{4D} = 1,469.06 \text{ Kg}$$

**Cargas gravitacionales: Carga viva (L)**



**Fig. A4.22 Condición de las cargas vivas sobre la viga en el eje C**

Viga en eje C		Carga viva						
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje 6	Qi	M6	R4	R6
L1	20.20	6.00	6.00	0.00	121.20	0.00		
L2	20.20	6.00	6.00	1.25	121.20	151.50		
L3	20.20	6.00	6.00	2.50	121.20	303.00		
L4	20.20	6.00	6.00	3.75	121.20	454.50		
L5	20.20	6.00	6.00	5.00	121.20	606.00		
L6	20.20	6.00	6.00	6.25	121.20	757.50		
L7	20.20	6.00	6.00	7.50	121.20	909.00		
L8	20.20	6.00	5.00	8.75	111.10	972.13		
L9	20.20	6.00	4.00	10.00	101.00	1010.00		
L10	20.20	6.00	3.00	11.25	90.90	1022.63		
L11	20.20	6.00	2.00	12.50	80.80	1010.00		
L12	20.20	6.00	1.00	13.75	70.70	972.13		
R4		0.00	0.00	15.00	0.00	0.00		
					Σ	8168.375	544.56	758.34

**Tabla A4.23 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas vivas) en la viga en eje B.**

En la tabla A4.23 se resumen las condiciones de carga que le son transmitidas a la viga de alma abierta y también las resultantes de las cargas en los nudos y las reacciones en los apoyos, se mencionan las resultantes de los apoyos a continuación:

$$R_{6L} = 758.34 \text{ Kg}$$

$$R_{4L} = 544.56 \text{ Kg}$$

Cargas accidentales: Carga de viento (W)

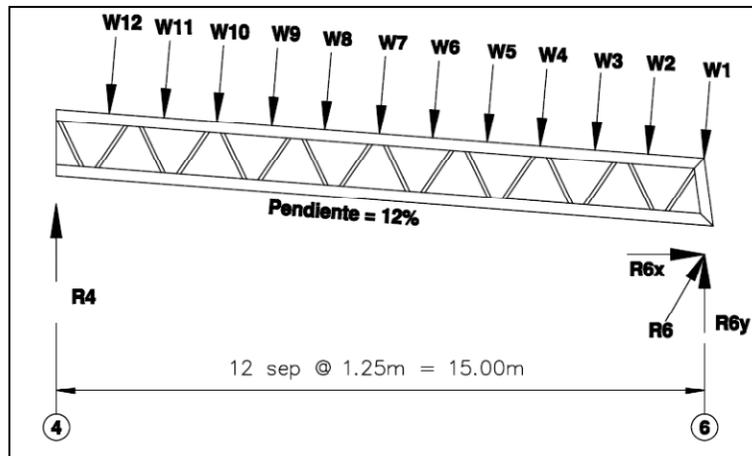


Figura A4.24 Condición de las cargas de viento sobre la viga en el eje C

Viga en eje C		Carga de viento								
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje 6	Qi	M6				
W1	-25.57	6.00	6.00	0.00	-153.42	0.00				
W2	-25.57	6.00	6.00	1.26	-153.42	-193.3092				
W3	-25.57	6.00	6.00	2.52	-153.42	-386.6184				
W4	-25.57	6.00	6.00	3.77	-153.42	-578.3934				
W5	-25.57	6.00	6.00	5.04	-153.42	-773.2368				
W6	-25.57	6.00	6.00	6.25	-153.42	-958.875				
W7	-25.57	6.00	6.00	7.06	-153.42	-1083.1452				
W8	-25.57	6.00	5.00	8.79	-140.64	-1236.2256				
W9	-25.57	6.00	4.00	10.10	-127.85	-1291.285	Pendiente	12%	$\Sigma Qi \times \text{Sen}\theta$	
W10	-25.57	6.00	3.00	11.36	-115.07	-1307.1952	$\theta$	6.84	-196.42	
W11	-25.57	6.00	2.00	12.62	-102.28	-1290.7736	rad	0.11938042		
W12	-25.57	6.00	1.00	13.88	-89.50	-1242.26				
R4		0.00	0.00	15.00	0.00	0.00	R4	R6y	R6x	
				$\Sigma$	-1649.28	-10341.3174	-689.42	-959.86	-196.42	

Tabla A4.25 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas de viento) en la viga en eje C.

En la tabla A4.25 se detalla el cálculo de las fuerzas externas en todos los nudos de la viga ubicada en los ejes C, debidos a viento, de igual manera que en los anteriores cálculos, la tabla de ayuda en una hoja de cálculo, realiza las operaciones en base a las fórmulas con las que se analizó el primer elemento.

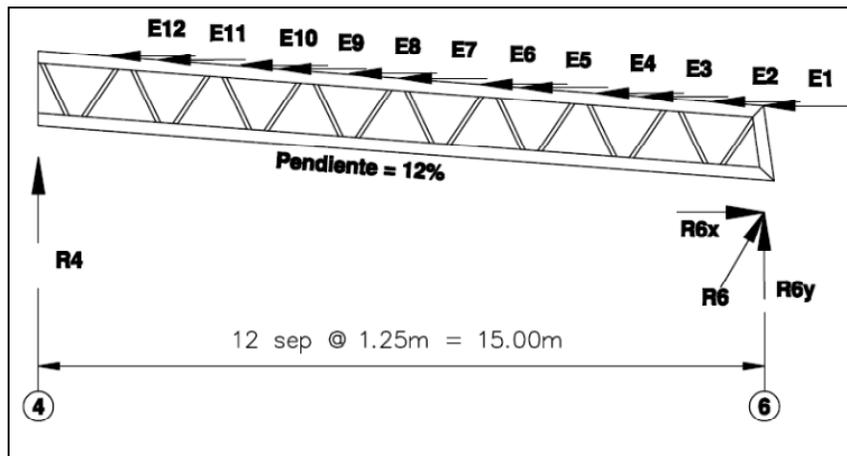
$$R_{4W} = -689.42 \text{ Kg}$$

$$R_{6W} = \sqrt{R_{6Wx}^2 + R_{6Wy}^2}$$

$$R_{6W} = \sqrt{(-196.42)^2 + (-959.86)^2}$$

$$R_{6W} = 978.96 \text{ Kg}$$

**Cargas accidentales: Carga sísmica (E)**



**Fig. A4.26 Condición de las cargas sísmicas sobre la viga en el eje C**

Viga en eje C		Carga de sismo							
# Carga	Carga muerta	Distancia vertical	Distancia horizontal	Factor	Ei	M6	R4	R6y	R6x
E1	326.96	0.00	0.00	0.36	117.71	0			
E2	326.96	0.15	1.25	0.36	117.71	17.6565			
E3	326.96	0.30	2.50	0.36	117.71	35.313			
E4	326.96	0.45	3.75	0.36	117.71	52.9695			
E5	326.96	0.60	5.00	0.36	117.71	70.626			
E6	326.96	0.75	6.25	0.36	117.71	88.2825			
E7	326.96	0.90	7.50	0.36	117.71	105.939			
E8	299.72	1.05	8.75	0.36	107.90	113.295			
E9	272.47	1.20	10.00	0.36	98.09	117.708			
E10	245.22	1.35	11.25	0.36	88.28	119.178			
E11	217.98	1.50	12.50	0.36	78.47	117.705			
E12	190.73	1.65	13.75	0.36	68.66	113.289			
R4		1.80	15.00		1265.37	951.9615	63.46	63.46	1265.37

**Tabla A4.27 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas sísmicas) en la viga.**

Las reacciones en los apoyos según se muestran en la Tabla A4.27 son:

$$R_{4E} = 63.46 \text{ Kg}$$

$$R_{6E} = \sqrt{R_{6Ex}^2 + R_{6Ey}^2}$$

$$R_{6E} = \sqrt{(63.46)^2 + (1265.37)^2}$$

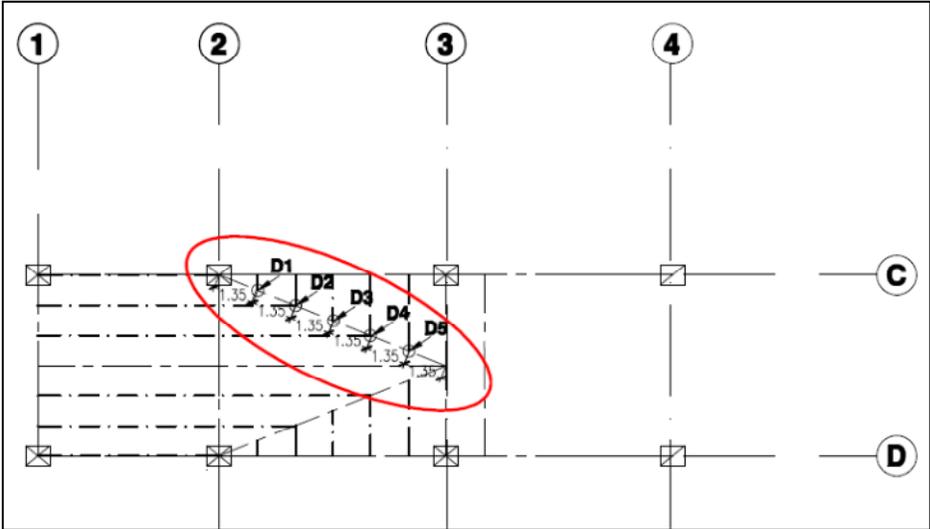
$$R_{6A} = 1,266.96 \text{ Kg}$$

**b.5) Viga ubicada en eje inclinado tramo C – C'.**

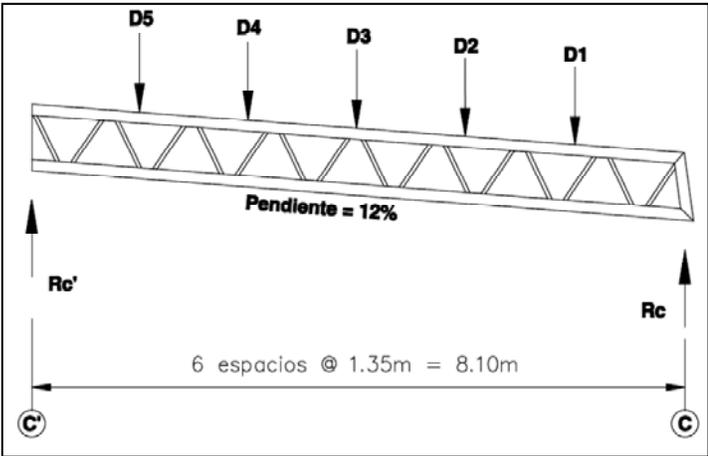
- ❖ Se determinará de la misma manera que se ha determinado para el caso anterior las cargas que llegarán a los otros elementos secundarios que conforman la estructura, analizamos ahora la viga ubicada en el eje C tramos 4 - 6. Se mencionarán las características generales de los elementos y en base a estos se determinarán con fórmulas similares las reacciones en el elemento analizado.

En éste caso la pendiente del techo es de 12% y la separación entre los elementos de la estructura es de 1.35 m en la dirección paralela a la viga.

**Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)**



**Figura A4.28 Distribución de cargas en la viga ubicada en el eje inclinado**



**Figura A4.29 Viga de alma abierta con cargas muertas provenientes de elementos secundarios.**

Viga en eje Inclinado		Carga muerta								
Codigo	q1 (12%)	L1	q2 (30%)	L2	Dist. a eje 2	Qi	Qi + PP	Ma	Rc	Rc'
D1	49.54	0.50	40.89	0.00	1.35	12.39	<b>13.63</b>	18.4005		
D2	49.54	1.00	40.89	2.50	2.70	75.88	<b>83.47</b>	225.369		
D3	49.54	1.50	40.89	0.00	4.05	37.16	<b>40.88</b>	165.564		
D4	49.54	2.00	40.89	5.00	5.40	151.77	<b>166.95</b>	901.53		
D5	49.54	2.50	40.89	0.00	6.75	61.93	<b>68.12</b>	459.81		
Rc					8.10	0.00	<b>0</b>	0		
							<b>Σ</b>	1770.6735	<b>218.6</b>	<b>154.45</b>

**Tabla A4.30 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas muertas) en la viga del eje Inclinado.**

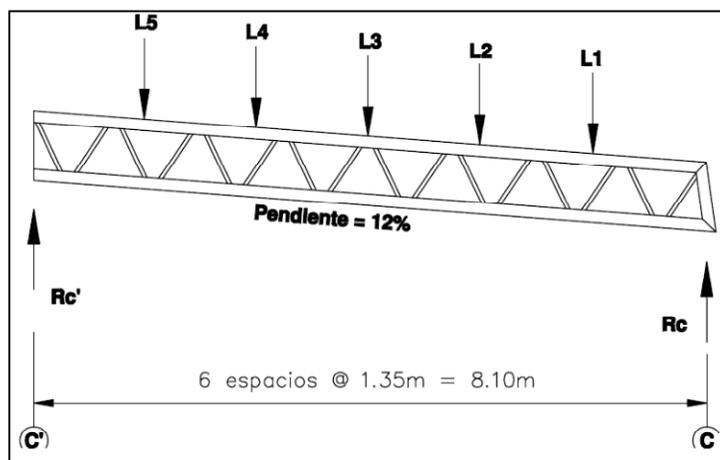
En la tabla A4.30 mostrada, se evalúan las acciones externas en la viga de alma abierta ubicada en posición diagonal, la cual recibe las cargas que provienen de las cubiertas de 12% y de 30% de inclinación, tal como se muestra las dos cargas son necesarias para determinar las reacciones en los apoyos y las reacciones en cada nudo.

De la tabla anterior obtenemos los siguientes datos.

$$R_{CD} = 218.60 \text{ Kg}$$

$$R_{C'D} = 154.45 \text{ Kg}$$

**Cargas gravitacionales: Carga viva (L)**



**Fig. A4.31 Condición de las cargas vivas sobre la viga en el eje C**

Viga en eje Inclinado		Carga viva							
# Carga	q1 (12%)	L1	q2 (30%)	L2	Dist. a eje 2	Qi	Ma	RC	Rc'
L1	25.20	0.50	20.80	0.00	1.35	6.30	8.51		
L2	25.20	1.00	20.80	2.50	2.70	38.60	104.22		
L3	25.20	1.50	20.80	0.00	4.05	18.90	76.55		
L4	25.20	2.00	20.80	5.00	5.40	77.20	416.88		
L5	25.20	2.50	20.80	0.00	6.75	31.50	212.63		
RC					8.10	0.00	0.00		
						Σ	818.775	101.08	71.42

**Tabla A4.32 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas vivas) en la viga en eje inclinado.**

En la tabla A4.32 se resumen las condiciones de carga que le son transmitidas a la viga de alma abierta, estas al igual que en el caso de cargas muertas se transmiten a través de elementos secundarios que reciben las cargas de dos pendientes diferentes, a continuación las resultantes en los apoyos:

$$R_{cL} = 101.08 \text{ Kg}$$

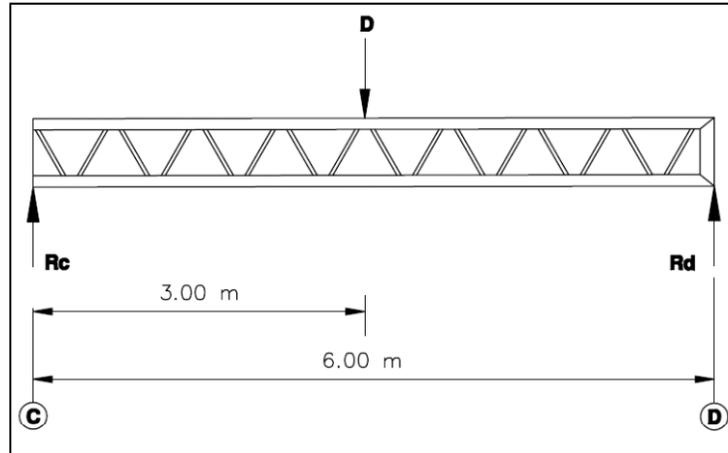
$$R_{c'L} = 71.42 \text{ Kg}$$

Estas cargas son transmitidas a una viga auxiliar que a su vez transmite las cargas que recibe a través de sus apoyos a las vigas ubicadas en los ejes C y D tramo 2 – 4.

#### **b.6) Viga auxiliar ubicada entre tramo 2 – 4.**

- ❖ En esta viga particularmente, solo se tiene las reacciones provenientes de la viga en el eje inclinado, debido a que tanto la viga y las cargas son simétricas, las reacciones en los apoyos que se generan por equilibrio es la mitad de la carga total que llega a ese apoyo, y considerando que las dos vigas inclinadas le generan la misma carga, lo podemos esquematizar como se muestra en la figura A4.33

**Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)**



**Fig. A4.33 Condición de las cargas muertas sobre la viga en el eje auxiliar**

$$D = 2R_{c/D} = 2(154.45) = 308.90 \text{ Kg}$$

Por equilibrio de fuerzas en el sistema mostrado en la figura 4.48, las reacciones en los apoyos son simétricas e iguales entre sí, de tal manera que:

$$R_{c/D} = R_{d/D} = D/2 = 308.90/2 = 154.45 \text{ Kg}$$

De igual manera se procede para la carga viva, esta viga será evaluada solamente para cargas de servicio.

### Cargas gravitacionales: Carga viva (L)

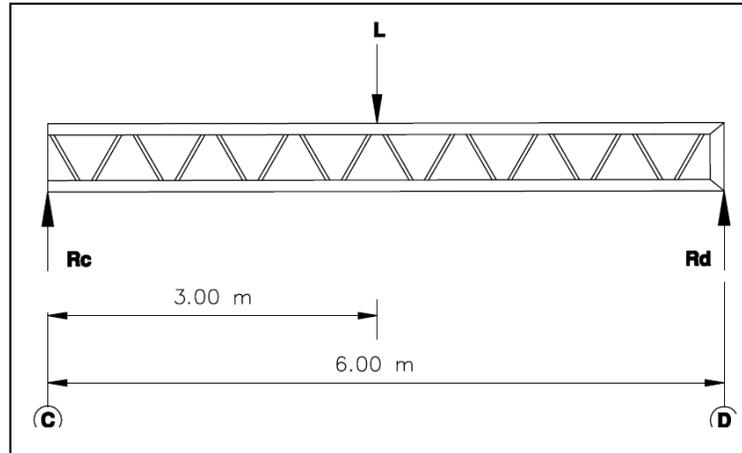


Fig. A4.34 Condición de las cargas muertas sobre la viga en el eje auxiliar

En la figura A4.34 se esquematiza la carga viva sobre la viga auxiliar, de igual manera, se determina la simetría geométrica y de la carga, para determinar las reacciones en los apoyos:

$$L = 2R_{c/L} = 2(71.42) = 142.84 \text{ Kg}$$

Por equilibrio de fuerzas en el sistema mostrado, las reacciones en los apoyos son simétricas e iguales entre sí, de tal manera que:

$$R_{cL} = R_{dL} = L/2 = 142.84/2 = 71.42 \text{ Kg}$$

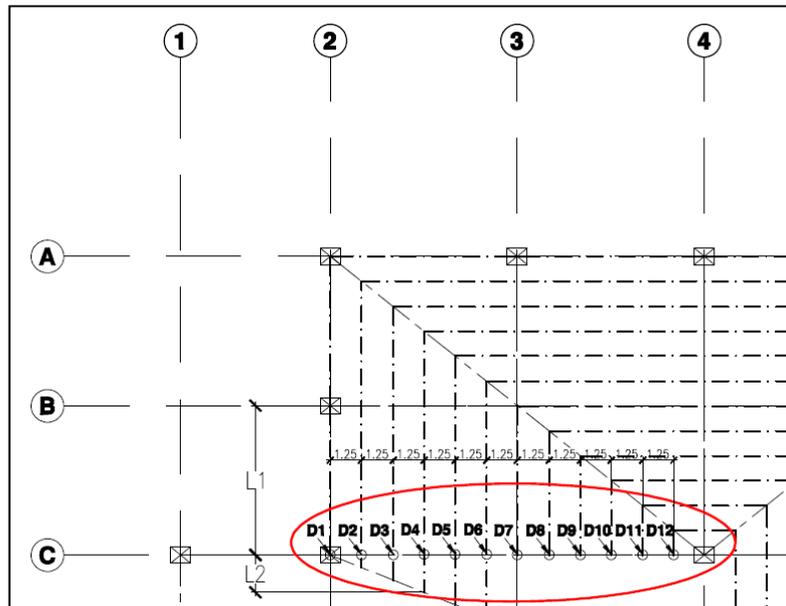
Una vez obtenidas estas cargas podemos modelar las cargas en los ejes C y D tramo 2 – 4, se muestra a continuación el análisis de dichos elementos.

#### b.7) Viga Tipo VM-2 (en eje C tramo 2 - 4)

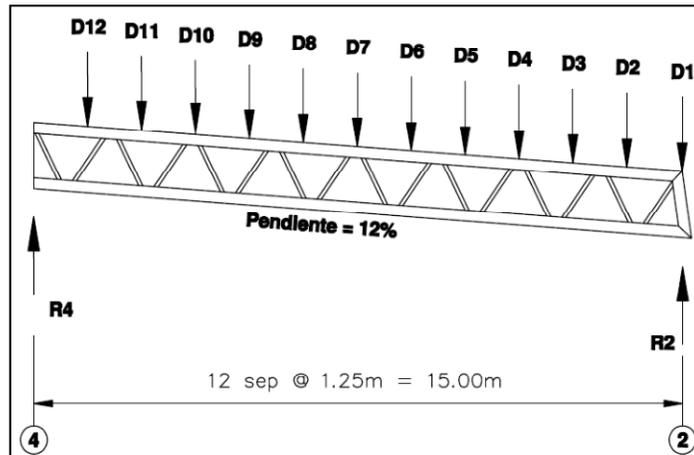
- ❖ Se determina de la misma manera que se ha determinado para casos anteriores las cargas que llegarán a los otros elementos secundarios que conforman la estructura, analizamos ahora la viga ubicada en el eje C tramos 2 - 4. Se mencionarán las características generales de los elementos y en base a estos se determinarán con fórmulas similares las reacciones en el elemento analizado.

En éste caso la pendiente del techo es de 12% y la separación entre los elementos de la estructura es de 1.25 m en la dirección horizontal, además la carga en nudo 7, tendrá una componente adicional debido a la carga que le genera la viga auxiliar, como se mostrara en la tabla A4.37, en el análisis del elemento. Además en éste viga es donde se genera el claro en el techo, por lo tanto, hay un tramo de viga que no es soporta cargas debidas al techo, por estar estas inexistentes.

**Cargas gravitacionales: Carga muerta (D)**



**Figura A4.35 Distribución de cargas en la viga ubicada en el eje C**



**Figura A4.36** Viga de alma abierta con cargas muertas provenientes de elementos secundarios.

Viga en eje C2		Carga muerta							
Codigo	q	L1	L2	Dist. a eje 6	Qi	Qi + PP	M6	R4	R2
D1	49.54	6.00	0.00	0.00	148.62	<b>163.48</b>	0		
D2	49.54	6.00	0.50	1.25	161.01	<b>177.11</b>	221.3875		
D3	49.54	6.00	1.00	2.50	173.39	<b>190.73</b>	476.825		
D4	49.54	6.00	1.50	3.75	185.78	<b>204.36</b>	766.35		
D5	49.54	6.00	2.00	5.00	198.16	<b>217.98</b>	1089.9		
D6	49.54	6.00	2.50	6.25	210.55	<b>231.61</b>	1447.5625		
D7	49.54	6.00	3.00	7.50	377.38	<b>415.12</b>	3113.4		
D8	49.54	5.00	0.00	8.75	123.85	<b>136.24</b>	1192.1		
D9	49.54	4.00	0.00	10.00	99.08	<b>108.99</b>	1089.9		
D10	49.54	3.00	0.00	11.25	74.31	<b>81.74</b>	919.575		
D11	49.54	2.00	0.00	12.50	49.54	<b>54.49</b>	681.125		
D12	49.54	1.00	0.00	13.75	24.77	<b>27.25</b>	374.6875		
R2		0.00	0.00	15.00	0.00	<b>0</b>	0		
						<b>Σ</b>	11372.8125	<b>758.19</b>	<b>1250.91</b>

**Tabla A4.37** Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas muertas) en la viga del eje B.

En la tabla A4.37 mostrada, es posible evaluar las reacciones en los apoyos y los demás cargas que llegan a la viga de alma abierta, los datos que se muestran han sido evaluados en base a las fórmulas con las que se hizo el análisis de la viga del eje C.

De la tabla la cargas que representan las cargas de servicio que llegan a la estructura son Qi + PP que representa la carga en cada nudo con su peso propio y, R2 y R4 que representan las reacciones en los apoyos.

$$R_{2D} = 1250.91 \text{ Kg}$$

$$R_{4D} = 758.19 \text{ Kg}$$

Cargas gravitacionales: Carga viva (L)

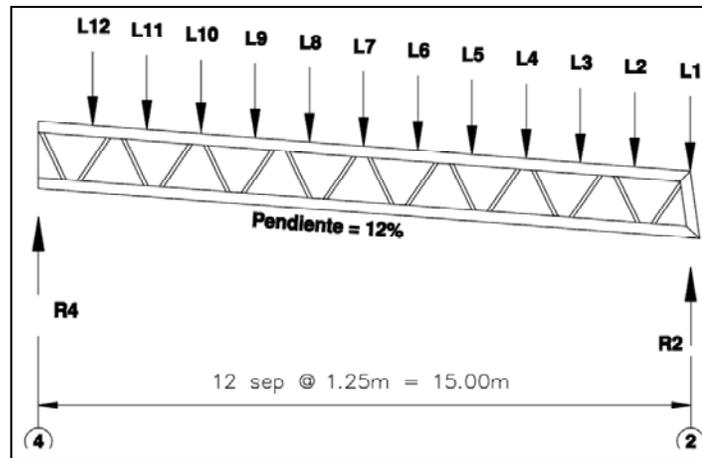


Fig. A4.38 Condición de las cargas vivas sobre la viga en el eje C

Viga en eje C2		Carga viva						
# Carga	q	L1	L2	Dist. a eje 6	Qi	M6	R4	R2
L1	20.20	6.00	0.00	0.00	60.60	0.00		
L2	20.20	6.00	0.50	1.25	65.65	82.06		
L3	20.20	6.00	1.00	2.50	70.70	176.75		
L4	20.20	6.00	1.50	3.75	75.75	284.06		
L5	20.20	6.00	2.00	5.00	80.80	404.00		
L6	20.20	6.00	2.50	6.25	85.85	536.56		
L7	20.20	6.00	3.00	7.50	162.32	1217.40		
L8	20.20	5.00	0.00	8.75	50.50	441.88		
L9	20.20	4.00	0.00	10.00	40.40	404.00		
L10	20.20	3.00	0.00	11.25	30.30	340.88		
L11	20.20	2.00	0.00	12.50	20.20	252.50		
L12	20.20	1.00	0.00	13.75	10.10	138.88		
R2		0.00	0.00	15.00	0.00	0.00		
					Σ	4278.9625	285.26	467.91

Tabla A4.39 Resumen de cálculo de fuerzas externas (cargas vivas) en la viga en eje B.

En la tabla A4.39 se resumen las condiciones de carga que le son transmitidas a la viga de alma abierta y también las resultantes de las cargas en los nudos y las reacciones en los apoyos, se mencionan las resultantes de los apoyos a continuación:

$$R_{4L} = 467.91 \text{ Kg}$$

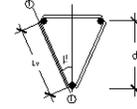
$$R_{2L} = 285.26 \text{ Kg}$$

Al evaluar estas dos condiciones de carga en la viga, se observa que son mucho menores que las obtenidas en el eje C tramo 4 – 6, por lo tanto, para considerar las condiciones mas desfavorables, se utilizará como cargas de diseño, las obtenidas anteriormente en el tramo 4 – 6, y también para el consecuente análisis de los siguientes elementos (Armaduras).

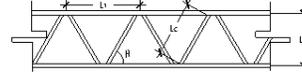
## ANEXO 4.3 MEMORIA DE CALCULO DE DISEÑO DE LARGUEROS.

### LARGUERO TIPO POLÍN ESPACIAL TIPO P-1

ANÁLISIS ESTRUCTURAL (ACCIONES INTERNAS)				
	MUERTA (D)	VIVA (L)	VIENTO (W)	SISMO (E)
CORTANTE (kg)	185.78	94.50	-111.15	0.00
MOMENTO(kg.m)	348.33	177.19	-208.41	0.00



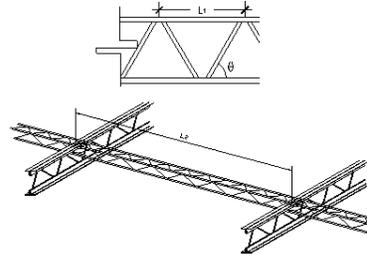
GEOMETRIA DEL POLIN		
Claro (L)	6.00 m	236.22 pulg
Peralte preliminar (d)	0.25 m	9.84 pulg
Ancho (b/2)	0.075 m	2.95 pulg
Longitud Lv	0.261 m	10.28 pulg
Longitud Lc	0.301 m	11.87 pulg



### DISEÑO ESTRUCTURAL (LRFD)

#### DISEÑO POR FLEXION

COMBINACIONES DE CARGA	
1.4D	487.66 kg.m
1.2D +0.5L	506.59 kg.m
1.2D+1.6L+0.8W	534.77 kg.m
1.2D+1.6W+0.5L	173.14 kg.m
1.2D+1.4E	418 kg.m
1.2D-1.4E	418 kg.m
0.9D+1.6W	-19.96 kg.m
0.9D-1.6W	646.95 kg.m
0.9D+1.4E	313.5 kg.m
0.9D-1.4E	313.5 kg.m
<b>Momento ultimo (Mu)</b>	<b>646.95 kg.m</b>



Fuerzas axiales (Tu, Cu)	
	2587.8 kg
	<b>5.71 kips</b>

CUERDA INFERIOR (TENSION)	
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
<b>Fluencia en el area total</b>	
Factor de reduccion (φ)	0.90
$\sqrt{A_g1}$	0.159 pulg <sup>2</sup>
<b>Ruptura en el area neta</b>	
Factor de reduccion (φ)	0.75
Factor de conexión efectiva (U)	0.90
$\sqrt{A_g2}$	0.141 pulg <sup>2</sup>
<b>Rige: Fluencia en el area total</b>	
Areq:	<b>0.159 pulg<sup>2</sup></b>
Seccion propuesta	$\phi = 1/2"$ <b>Cumple!!!</b>
0.5	<b>Ag= 0.196 pulg<sup>2</sup></b>
<b>Revisión de la esbeltez</b>	
Longitud Lc	11.87 pulg
Radio de giro menor	0.125 pulg
Esbeltez limite	0.04 pulg
Revisión	<b>Cumple!!!</b>

CUERDA SUPERIOR (COMPRESION)	
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	0.119 pulg <sup>2</sup>
Seccion de varilla diametro	0.5 pulg
Ag	0.196 pulg <sup>2</sup>
rx	0.125 pulg
ry	3.075 pulg
<b>Pandeo Local (L1)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	1.12 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	23.66 ksi
Resistencia (Cd)	3.94 kips
Diseño	3.94 > 2.86 <b>Cumple!!!</b>
<b>Pandeo Total (L2)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	0.91 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	28.28 ksi
Resistencia (Cd)	9.42 kips
Diseño	9.42 > 5.71 <b>Cumple!!!</b>

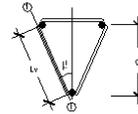
#### DISEÑO POR CORTANTE

COMBINACIONES DE CARGA	
1.4D	260.09 kg
1.2D +0.5L	270.19 kg
1.2D+1.6L+0.8W	285.22 kg
1.2D+1.6W+0.5L	92.35 kg
1.2D+1.4E	222.94 kg
1.2D-1.4E	222.94 kg
0.9D+1.6W	-10.64 kg
0.9D-1.6W	345.04 kg
0.9D+1.4E	167.2 kg
0.9D-1.4E	167.2 kg
<b>Cortante ultimo (Vu)</b>	<b>285.22 kg</b>
	<b>0.629 kips</b>

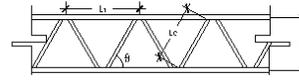
CELOSIA LATERAL (COMPRESION)	
<b>Datos de entrada</b>	
Compresion de diseño	0.379 kips
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	0.016 pulg <sup>2</sup>
Seccion de varilla diametro	0.375 pulg
Ag	0.110 pulg <sup>2</sup>
rx	0.0938 pulg
<b>Pandeo Local</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	1.50 > 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	15.60 ksi
Resistencia (Cd)	1.46 kips
Diseño	1.46 > 0.38 <b>Cumple!!!</b>

**LARGUERO TIPO POLÍN ESPACIAL TIPO P-2**

ANÁLISIS ESTRUCTURAL (ACCIONES INTERNAS)				
	MUERTA (D)	VIVA (L)	VIENTO (W)	SISMO (E)
CORTANTE (kg)	148.91	75.75	-95.89	0.00
MOMENTO(kg.m)	279.21	142.03	-179.79	0.00



GEOMETRIA DEL POLIN		
Claro (L)	7.50 m	295.28 pulg
Peralte preliminar (d)	0.30 m	11.81 pulg
Ancho (b/2)	0.090 m	3.54 pulg
Longitud Lv	0.313 m	12.33 pulg
Longitud Lc	0.362 m	14.24 pulg

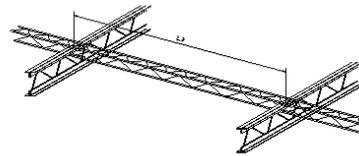
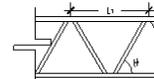


**DISEÑO ESTRUCTURAL (LRFD)**

**DISEÑO POR FLEXION**

**COMBINACIONES DE CARGA**

1.4D	390.89 kg.m
1.2D +0.5L	406.07 kg.m
1.2D+1.6L+0.8W	418.47 kg.m
1.2D+1.6W+0.5L	118.4 kg.m
1.2D+1.4E	335.05 kg.m
1.2D-1.4E	335.05 kg.m
0.9D+1.6W	-36.38 kg.m
0.9D-1.6W	538.95 kg.m
0.9D+1.4E	251.29 kg.m
0.9D-1.4E	251.29 kg.m
<b>Momento ultimo (Mu)</b>	<b>538.95 kg.m</b>



Fuerzas axiales (Tu, Cu) **1796.5 kg**  
**3.96 kips**

CUERDA INFERIOR (TENSION)	
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
<b>Fluencia en el area total</b>	
Factor de reduccion (φ)	0.90
Ag1	0.11 pulg2
<b>Ruptura en el area neta</b>	
Factor de reduccion (φ)	0.75
Factor de conexión efectiva (U)	0.90
Ag2	0.098 pulg2
Rige:	<b>Fluencia en el area total</b>
Areq:	<b>0.11 pulg2</b>
Seccion propuesta	φ= 3/8" <b>No cumple!!!</b>
0.375	<b>Ag= 0.11 pulg2</b>
<b>Revison de la esbeltez</b>	
Longitud Lc	14.24 pulg
Radio de giro menor	0.094 pulg
Esbeltez limite	0.047 pulg
Revison	<b>Cumple!!!</b>

CUERDA SUPERIOR (COMPRESION)	
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	0.083 pulg2
Seccion de varilla diametro	0.5 pulg
Ag	0.196 pulg2
rx	0.125 pulg
ry	3.665 pulg
<b>Pandeo Local (L1)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	1.35 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	18.65 ksi
Resistencia (Cd)	3.11 kips
Diseño	3.11 > 1.98 <b>Cumple!!!</b>
<b>Pandeo Total (L2)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	0.95 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	27.42 ksi
Resistencia (Cd)	9.14 kips
Diseño	9.14 > 3.96 <b>Cumple!!!</b>

**DISEÑO POR CORTANTE**

**COMBINACIONES DE CARGA**

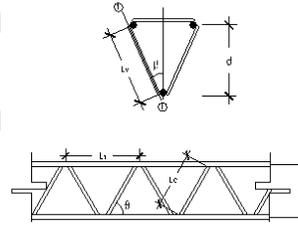
1.4D	208.47 kg
1.2D +0.5L	216.57 kg
1.2D+1.6L+0.8W	223.18 kg
1.2D+1.6W+0.5L	63.14 kg
1.2D+1.4E	178.69 kg
1.2D-1.4E	178.69 kg
0.9D+1.6W	-19.41 kg
0.9D-1.6W	287.44 kg
0.9D+1.4E	134.02 kg
0.9D-1.4E	134.02 kg
<b>Cortante ultimo (Vu)</b>	<b>223.18 kg</b>
	<b>0.492 kips</b>

CELOSIA LATERAL (COMPRESION)	
<b>Datos de entrada</b>	
Compresion de diseño	0.297 kips
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	0.012 pulg2
Seccion de varilla diametro	0.375 pulg
Ag	0.110 pulg2
rx	0.0938 pulg
<b>Pandeo Local</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	1.79 > 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	10.95 ksi
Resistencia (Cd)	1.02 kips
Diseño	1.02 > 0.30 <b>Cumple!!!</b>

**LARGUERO TIPO POLÍN ESPACIAL TIPO P-3**

ANÁLISIS ESTRUCTURAL (ACCIONES INTERNAS)				
	MUERTA (D)	VIVA (L)	VIENTO (W)	SISMO (E)
CORTANTE (kg)	153.34	78.00	-98.74	0.00
MOMENTO(kg.m)	287.51	146.25	-185.13	0.00

GEOMETRÍA DEL POLÍN		
Claro (L)	6.00 m	236.22 pulg
Peralte preliminar (d)	0.25 m	9.84 pulg
Ancho (b/2)	0.075 m	2.95 pulg
Longitud Lv	0.261 m	10.28 pulg
Longitud Lc	0.301 m	11.87 pulg



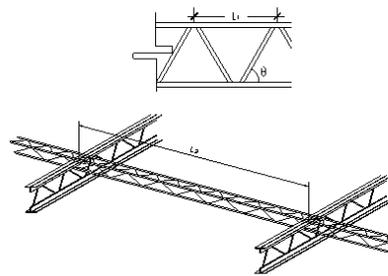
**DISEÑO ESTRUCTURAL (LRFD)**

**DISEÑO POR FLEXIÓN**

COMBINACIONES DE CARGA	
1.4D	402.51 kg.m
1.2D +0.5L	418.14 kg.m
1.2D+1.6L+0.8W	430.91 kg.m
1.2D+1.6W+0.5L	121.93 kg.m
1.2D+1.4E	345.01 kg.m
1.2D-1.4E	345.01 kg.m
0.9D+1.6W	-37.45 kg.m
0.9D-1.6W	554.97 kg.m
0.9D+1.4E	258.76 kg.m
0.9D-1.4E	258.76 kg.m
<b>Momento ultimo (Mu)</b>	<b>554.97 kg.m</b>

Fuerzas axiales (Tu, Cu) **2219.88 kg**  
**4.89 kips**

CUERDA INFERIOR (TENSION)	
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.90
$A_{g1}$	0.136 pulg <sup>2</sup>
<b>Ruptura en el area neta</b>	
Factor de reduccion (φ)	0.75
Factor de conexión efectiva (U)	0.90
$A_{g2}$	0.121 pulg <sup>2</sup>
Rige:	<b>Fluencia en el area total</b>
Areq:	<b>0.136 pulg<sup>2</sup></b>
Seccion propuesta	$\phi=1/2"$ <b>Cumple!!!</b>
0.5	$A_g=$ <b>0.196 pulg<sup>2</sup></b>
<b>Revisión de la esbeltez</b>	
Longitud Lc	11.87 pulg
Radio de giro menor	0.125 pulg
Esbeltez limite	0.04 pulg
Revisión	<b>Cumple!!!</b>



CUERDA SUPERIOR (COMPRESION)	
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	0.102 pulg <sup>2</sup>
Seccion de varilla diametro	0.5 pulg
$A_g$	0.196 pulg <sup>2</sup>
rx	0.125 pulg
ry	3.075 pulg
<b>Pandeo Local (L1)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	1.12 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	23.66 ksi
Resistencia (Cd)	3.94 kips
Diseño	3.94 > 2.45 <b>Cumple!!!</b>
<b>Pandeo Total (L2)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	0.91 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	28.28 ksi
Resistencia (Cd)	9.42 kips
Diseño	9.42 > 4.89 <b>Cumple!!!</b>

**DISEÑO POR CORTANTE**

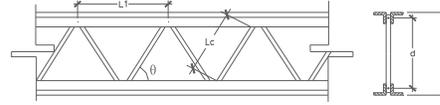
COMBINACIONES DE CARGA	
1.4D	214.68 kg
1.2D +0.5L	223.01 kg
1.2D+1.6L+0.8W	229.82 kg
1.2D+1.6W+0.5L	65.02 kg
1.2D+1.4E	184.01 kg
1.2D-1.4E	184.01 kg
0.9D+1.6W	-19.98 kg
0.9D-1.6W	295.99 kg
0.9D+1.4E	138.01 kg
0.9D-1.4E	138.01 kg
<b>Cortante ultimo (Vu)</b>	<b>229.82 kg</b>
	<b>0.507 kips</b>

CELOSIA LATERAL (COMPRESION)	
<b>Datos de entrada</b>	
Compresion de diseño	0.306 kips
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	0.013 pulg <sup>2</sup>
Seccion de varilla diametro	0.375 pulg
$A_g$	0.110 pulg <sup>2</sup>
rx	0.0938 pulg
<b>Pandeo Local</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	1.50 > 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	15.60 ksi
Resistencia (Cd)	1.46 kips
Diseño	1.46 > 0.31 <b>Cumple!!!</b>

## ANEXO 4.4 MEMORIA DE CALCULO DE DISEÑO DE VIGAS DE ALMA ABIERTA.

### VIGA DE ALMA ABIERTA TIPO VM - 3

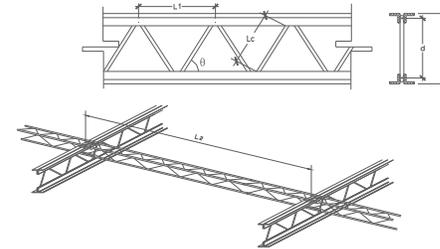
RESUMEN DE ACCIONES INTERNAS			
Accion o evento externo	Momento flector (kg.m)	Fuerza Normal (kg)	Fuerza Cortante (kg)
Muerta (D)	4929.33	-243.51	1623.41
Viva (L)	2279.46	-112.59	750.71
Viento (W)	-2913.14	-99.91	-961.72
Sismo (E)	226.20	999.16	87.69



GEOMETRIA DE LA VIGA MACOMBER		
Claro (L)	12.00 m	472.44 pulg
Peralte preliminar (d)	0.47 m	18.5 pulg
Longitud L1	0.543 m	21.37 pulg
Longitud L2	1.01 m	39.76 pulg

### DISEÑO POR FLEXIÓN

COMBINACIONES DE CARGA	
1.4D	6901.06 kg.m
1.2D +0.5L	7054.93 kg.m
1.2D+1.6L+0.8W	7231.82 kg.m
1.2D+1.6W+0.5L	2393.90 kg.m
1.2D+1.4E	6231.88 kg.m
1.2D-1.4E	5598.52 kg.m
0.9D+1.6W	-224.63 kg.m
0.9D-1.6W	9097.42 kg.m
0.9D+1.4E	4753.08 kg.m
0.9D-1.4E	4119.72 kg.m
<b>Momento ultimo (Mu)</b>	<b>9097.42 kg.m</b>



Fuerzas axiales (Tu, Cu) **19356.21 kg**  
**42.67 kips**

CUERDA INFERIOR (TENSION)	
Resistencia ultima (fu)	55 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	36 ksi
<b>Fluencia en el area total</b>	
Factor de reduccion (phi)	0.90
Ag1	1.317 pulg <sup>2</sup>
<b>Ruptura en el area neta</b>	
Factor de reduccion (phi)	0.75
Factor de conexión efectiva (U)	0.90
Ag2	1.149 pulg <sup>2</sup>
Rige:	<b>Fluencia en el area total</b>
Areq:	1.317 pulg <sup>2</sup>
<b>Seccion propuesta</b>	<b>Cumple!!!</b>
2L 1 1/2"x1 1/2"x1/4"	Ag= 1.376 pulg <sup>2</sup>
<b>Revisión de la esbeltez</b>	
Longitud no arriestrada	21.37 pulg
Radio de giro menor	0.134 pulg
Esbeltez limite	0.071 pulg
Revisión	<b>Cumple!!!</b>

CUERDA SUPERIOR (COMPRESION)	
Resistencia ultima (fu)	55 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	36 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (phi)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	1.975 pulg <sup>2</sup>
Seccion propuesta	<b>2L 2"x2"x5/16"</b>
Ag	2.300 pulg <sup>2</sup>
rx	0.626 pulg
ry	0.965 pulg
<b>Pandeo Local (L1)</b>	
Parametro de esbeltez (lambda)	0.383 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	33.86 ksi
Resistencia (Cd)	66.2 kips
Diseño	66.20 > 42.67 <b>Cumple!!!</b>
<b>Pandeo Total (L2)</b>	
Parametro de esbeltez (lambda)	0.46 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	32.92 ksi
Resistencia (Cd)	64.36 kips
Diseño	64.36 > 42.67 <b>Cumple!!!</b>

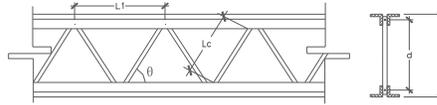
### DISEÑO POR CORTANTE

COMBINACIONES DE CARGA	
1.4D	2272.77 kg.m
1.2D +0.5L	2323.45 kg.m
1.2D+1.6L+0.8W	2379.85 kg.m
1.2D+1.6W+0.5L	784.7 kg.m
1.2D+1.4E	2070.86 kg.m
1.2D-1.4E	1825.33 kg.m
0.9D+1.6W	-77.68 kg.m
0.9D-1.6W	2999.82 kg.m
0.9D+1.4E	1583.84 kg.m
0.9D-1.4E	1338.30 kg.m
<b>Cortante ultimo (Vu)</b>	<b>2999.82 kg.m</b> <b>6.613 kips</b>

CELOSIA LATERAL (COMPRESION)	
<b>Datos de entrada</b>	
Compresion de diseño	7.639 kips
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (phi)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	0.318 pulg <sup>2</sup>
Seccion de varilla diametro	0.875 pulg
Ag	0.601 pulg <sup>2</sup>
rx	0.2188 pulg
<b>Pandeo Local</b>	
Parametro de esbeltez (lambda)	1.15 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	23.00 ksi
Resistencia (Cd)	11.75 kips
Diseño	11.75 > 7.64 <b>Cumple!!!</b>

**VIGA DE ALMA ABIERTA TIPO VM - 2**

RESUMEN DE ACCIONES INTERNAS			
Accion o evento externo	Momento flector (kg.m)	Fuerza Normal (kg)	Fuerza Cortante (kg)
Muerta (D)	6766.16	-204.81	1706.57
Viva (L)	2508.13	-75.91	632.62
Viento (W)	-3161.20	-82.14	-811.35
Sismo (E)	292.27	1147.03	73.71



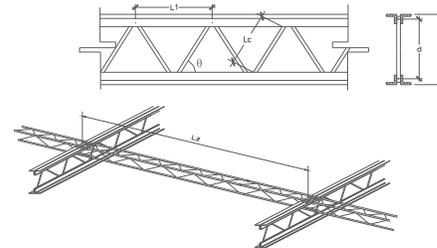
GEOMETRIA DE LA VIGA MACOMBER		
Claro (L)	15.00 m	590.55 pulg
Peralte preliminar (d)	0.57 m	22.44 pulg
Longitud L1	0.658 m	25.91 pulg
Longitud L2	1.26 m	49.61 pulg

**DISEÑO POR FLEXIÓN**

COMBINACIONES DE CARGA

1.4D	9472.62 kg.m
1.2D+0.5L	9373.46 kg.m
1.2D+1.6L+0.8W	9603.44 kg.m
1.2D+1.6W+0.5L	4315.54 kg.m
1.2D+1.4E	8528.57 kg.m
1.2D-1.4E	7710.21 kg.m
0.9D+1.6W	1031.62 kg.m
0.9D-1.6W	11147.46 kg.m
0.9D+1.4E	6498.72 kg.m
0.9D-1.4E	5680.37 kg.m
<b>Momento ultimo (Mu)</b>	<b>11147.46 kg.m</b>

Fuerzas axiales (Tu, Cu) **19556.95 kg**  
**43.12 kips**



CUERDA INFERIOR (TENSION)	
Resistencia ultima (fu)	55 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	36 ksi
<b>Fluencia en el area total</b>	
Factor de reduccion (φ)	0.90
Ag1	1.331 pulg2
<b>Ruptura en el area neta</b>	
Factor de reduccion (φ)	0.75
Factor de conexión efectiva (U)	0.90
Ag2	1.161 pulg2
Rige:	<b>Fluencia en el area total</b>
Areaq:	<b>1.331 pulg2</b>
<b>Seccion propuesta</b>	<b>Cumple!!!</b>
2L 2"x2"x3/16"	Ag= 1.43 pulg2
<b>Revision de la esbeltez</b>	
Longitud no arriestrada	25.91 pulg
Radio de giro menor	0.617 pulg
Esbeltez limite	0.086 pulg
Revision	<b>Cumple!!!</b>

CUERDA SUPERIOR (COMPRESION)	
Resistencia ultima (fu)	55 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	36 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	1.996 pulg2
Seccion propuesta	<b>2L 2"x2"x5/16"</b>
Ag	2.300 pulg2
rx	0.626 pulg
ry	0.965 pulg
<b>Pandeo Local (L1)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	0.464 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	32.90 ksi
Resistencia (Cd)	64.32 kips
Diseño	64.32 > 43.12 <b>Cumple!!!</b>
<b>Pandeo Total (L2)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	0.58 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	31.32 ksi
Resistencia (Cd)	61.23 kips
Diseño	61.23 > 43.12 <b>Cumple!!!</b>

**DISEÑO POR CORTANTE**

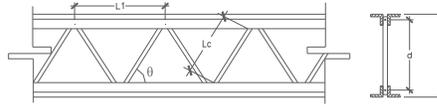
COMBINACIONES DE CARGA

1.4D	2389.20 kg.m
1.2D+0.5L	2364.19 kg.m
1.2D+1.6L+0.8W	2411 kg.m
1.2D+1.6W+0.5L	1066.03 kg.m
1.2D+1.4E	2151.08 kg.m
1.2D-1.4E	1944.69 kg.m
0.9D+1.6W	237.75 kg.m
0.9D-1.6W	2834.07 kg.m
0.9D+1.4E	1639.11 kg.m
0.9D-1.4E	1432.72 kg.m
<b>Cortante ultimo (Vu)</b>	<b>2834.07 kg.m</b>
	<b>6.248 kips</b>

CELOSIA LATERAL (COMPRESION)	
<b>Datos de entrada</b>	
Compresion de diseño	7.214 kips
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	0.301 pulg2
Seccion de varilla diametro	<b>0.875 pulg</b>
Ag	0.601 pulg2
rx	0.2188 pulg
<b>Pandeo Local</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	1.40 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	17.61 ksi
Resistencia (Cd)	9 kips
Diseño	9.00 > 7.21 <b>Cumple!!!</b>

**VIGA DE ALMA ABIERTA TIPO VM - 3**

RESUMEN DE ACCIONES INTERNAS			
Accion o evento externo	Momento flector (kg.m)	Fuerza Normal (kg)	Fuerza Cortante (kg)
Muerta (D)	4929.33	-243.51	1623.41
Viva (L)	2279.46	-112.59	750.71
Viento (W)	-2913.14	-99.91	-961.72
Sismo (E)	226.20	999.16	87.69



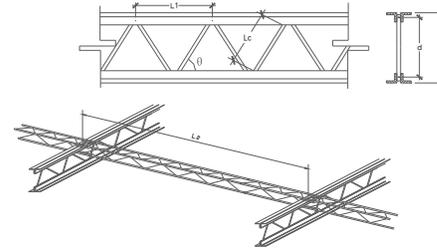
GEOMETRIA DE LA VIGA MACOMBER		
Claro (L)	12.00 m	472.44 pulg
Peralte preliminar (d)	0.47 m	18.5 pulg
Longitud L1	0.543 m	21.37 pulg
Longitud L2	1.01 m	39.76 pulg

**DISEÑO POR FLEXIÓN**

COMBINACIONES DE CARGA

1.4D	6901.06 kg.m
1.2D +0.5L	7054.93 kg.m
1.2D+1.6L+0.8W	7231.82 kg.m
1.2D+1.6W+0.5L	2393.90 kg.m
1.2D+1.4E	6231.88 kg.m
1.2D-1.4E	5598.52 kg.m
0.9D+1.6W	-224.63 kg.m
0.9D-1.6W	9097.42 kg.m
0.9D+1.4E	4753.08 kg.m
0.9D-1.4E	4119.72 kg.m
<b>Momento ultimo (Mu)</b>	<b>9097.42 kg.m</b>

Fuerzas axiales (Tu, Cu) **19356.21 kg**  
**42.67 kips**



CUERDA INFERIOR (TENSION)	
Resistencia ultima (fu)	55 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	36 ksi
<b>Fluencia en el area total</b>	
Factor de reduccion (φ)	0.90
Ag1	1.317 pulg <sup>2</sup>
<b>Ruptura en el area neta</b>	
Factor de reduccion (φ)	0.75
Factor de conexión efectiva (U)	0.90
Ag2	1.149 pulg <sup>2</sup>
Rige:	<b>Fluencia en el area total</b>
Areq:	<b>1.317 pulg<sup>2</sup></b>
<b>Seccion propuesta</b>	<b>Cumple!!!</b>
2L 1 1/2"x1 1/2"x4"	Ag= <b>1.376 pulg<sup>2</sup></b>
<b>Revision de la esbeltez</b>	
Longitud no arriestrada	21.37 pulg
Radio de giro menor	<b>0.134 pulg</b>
Esbeltez limite	0.071 pulg
Revision	<b>Cumple!!!</b>

CUERDA SUPERIOR (COMPRESION)	
Resistencia ultima (fu)	55 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	36 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	1.975 pulg <sup>2</sup>
Seccion propuesta	<b>2L 2"x2"x5/16"</b>
Ag	2.300 pulg <sup>2</sup>
rx	0.626 pulg
ry	0.965 pulg
<b>Pandeo Local (L1)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	0.383 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	33.86 ksi
Resistencia (Cd)	66.2 kips
Diseño	66.20 > 42.67 <b>Cumple!!!</b>
<b>Pandeo Total (L2)</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	0.46 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	32.92 ksi
Resistencia (Cd)	64.36 kips
Diseño	64.36 > 42.67 <b>Cumple!!!</b>

**DISEÑO POR CORTANTE**

COMBINACIONES DE CARGA

1.4D	2272.77 kg.m
1.2D +0.5L	2323.45 kg.m
1.2D+1.6L+0.8W	2379.85 kg.m
1.2D+1.6W+0.5L	784.7 kg.m
1.2D+1.4E	2070.86 kg.m
1.2D-1.4E	1825.33 kg.m
0.9D+1.6W	-77.68 kg.m
0.9D-1.6W	2999.82 kg.m
0.9D+1.4E	1583.84 kg.m
0.9D-1.4E	1338.30 kg.m
<b>Cortante ultimo (Vu)</b>	<b>2999.82 kg.m</b>
	<b>6.613 kips</b>

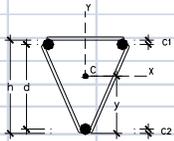
CELOSIA LATERAL (COMPRESION)	
<b>Datos de entrada</b>	
Compresion de diseño	7.639 kips
Resistencia ultima (fu)	60 ksi
Resistencia a fluencia (fy)	40 ksi
Modulo de elasticidad (E)	29000 ksi
Factor de reduccion (φ)	0.85
<b>Seccion propuesta</b>	
Area requerida	0.318 pulg <sup>2</sup>
Seccion de varilla diametro	<b>0.875 pulg</b>
Ag	0.601 pulg <sup>2</sup>
rx	0.2188 pulg
<b>Pandeo Local</b>	
Parametro de esbeltez (λ)	1.15 < 1.50
Esfuerzo critico (Fcr)	23.00 ksi
Resistencia (Cd)	11.75 kips
Diseño	11.75 > 7.64 <b>Cumple!!!</b>

## ANEXO 4.5 TABLAS DE PROPIEDADES DE LOS PERFILES DE VIGAS DE ALMA ABIERTA INGRESADOS AL SOFTWARE DE DISEÑO SAP2000.

**TABLA DE PROPIEDADES DE PERFILES DE VIGAS DE ALMA ABIERTA**

			Peralte de la seccion 25 cm								
Denominación	Configuración		Sistema Ingles			Area total (cm2)	Centroide (cm)	Inercia de la sección	Momento Resistente (kN.m)	Celosía	Resistencia a Cortante (kN)
			Centroide (pulg)	Área (pulg2)	Inercia (pulg4)						
VM25-1	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	Cueda sup	0.421	0.718	0.156	9.26	12.50	1223.49	26.69	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	Cueda inf	0.421	0.718	0.156						
VM25-2	L 1 1/2 x 1 1/2 x 5/32	Cueda sup	0.433	0.888	0.220	10.36	13.69	1350.72	26.65	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	Cueda inf	0.421	0.718	0.156						
VM25-3	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	Cueda sup	0.444	1.054	0.220	11.43	14.63	1448.33	26.62	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	Cueda inf	0.421	0.718	0.156						
VM25-4	L 1 1/2 x 1 1/2 x 5/32	Cueda sup	0.433	0.888	0.220	12.53	11.54	1630.78	39.02	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	Cueda inf	0.444	1.054	0.220						
VM25-5	L 1 1/2 x 1 1/2 x 5/32	Cueda sup	0.433	0.888	0.220	11.46	12.50	1507.45	32.92	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 5/32	Cueda inf	0.433	0.888	0.220						
VM25-6	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	Cueda sup	0.444	1.054	0.220	13.60	12.50	1777.17	38.97	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	Cueda inf	0.444	1.054	0.220						
VM25-7	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/4	Cueda sup	0.466	1.376	0.278	14.61	14.91	1817.56	32.80	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 5/32	Cueda inf	0.433	0.888	0.220						
VM25-8	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/4	Cueda sup	0.466	1.376	0.278	15.68	13.98	2002.87	38.88	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	Cueda inf	0.444	1.054	0.220						
VM25-9	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/4	Cueda sup	0.466	1.376	0.278	17.75	12.50	2296.82	50.63	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/4	Cueda sup	0.466	1.376	0.278						
VM25-10	L 2 X 2 x 1/8	Cueda sup	0.546	0.960	0.380	10.83	13.97	1369.18	26.32	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	Cueda inf	0.421	0.718	0.156						
VM25-11	L 2 X 2 x 3/16	Cueda sup	0.569	1.430	0.545	13.86	16.04	1588.35	26.25	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	Cueda inf	0.421	0.718	0.156						
VM25-12	L 2 X 2 x 3/16	Cueda sup	0.569	1.430	0.545	16.03	14.04	2000.79	38.43	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	Cueda inf	0.444	1.054	0.220						
VM25-13	L 2 X 2 x 1/4	Cueda sup	0.592	1.880	0.695	18.93	15.46	2218.21	38.33	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	Cueda inf	0.444	1.054	0.220						
VM25-14	L 2 X 2 x 1/4	Cueda sup	0.592	1.880	0.695	21.01	14.07	2592.39	49.92	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/4	Cueda inf	0.466	1.376	0.278						
VM25-15	L 2 X 2 x 5/16	Cueda sup	0.614	2.300	0.832	21.64	16.43	2365.33	38.23	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16	Cueda inf	0.444	1.054	0.220						
VM25-16	L 2 X 2 x 5/16	Cueda sup	0.614	2.300	0.832	23.72	15.11	2797.66	49.79	1Ø1/2	19.15
	L 1 1/2 x 1 1/2 x 1/4	Cueda inf	0.466	1.376	0.278						
VM25-17	L 2 X 2 x 1/8	Cueda sup	0.546	0.960	0.380	11.64	13.14	1478.12	30.71	1Ø1/2	19.15
	L 1 3/4 x 1 3/4 x 1/8	Cueda inf	0.484	0.844	0.252						
VM25-18	L 2 X 2 x 3/16	Cueda sup	0.569	1.430	0.545	14.67	15.27	1739.86	30.63	1Ø1/2	19.15
	L 1 3/4 x 1 3/4 x 1/8	Cueda inf	0.484	0.844	0.252						
VM25-19	L 2 X 2 x 3/16	Cueda sup	0.569	1.430	0.545	17.24	13.20	2164.3	44.97	1Ø1/2	19.15
	L 1 3/4 x 1 3/4 x 3/16	Cueda inf	0.506	1.242	0.358						
VM25-20	L 2 X 2 x 1/4	Cueda sup	0.592	1.880	0.695	20.14	14.66	2424.25	44.85	1Ø1/2	19.15
	L 1 3/4 x 1 3/4 x 3/16	Cueda inf	0.506	1.242	0.358						
VM25-21	L 2 X 2 x 1/4	Cueda sup	0.592	1.880	0.695	22.62	13.22	2808.31	58.56	1Ø1/2	19.15
	L 1 3/4 x 1 3/4 x 1/4	Cueda inf	0.529	1.626	0.454						
VM25-22	L 2 X 2 x 5/16	Cueda sup	0.614	2.300	0.832	22.85	15.67	2603.52	44.74	1Ø1/2	19.15
	L 1 3/4 x 1 3/4 x 3/16	Cueda inf	0.506	1.242	0.358						
VM25-23	L 2 X 2 x 5/16	Cueda sup	0.614	2.300	0.832	25.33	14.29	3054.23	58.41	1Ø1/2	19.15
	L 1 3/4 x 1 3/4 x 1/4	Cueda inf	0.529	1.626	0.454						
VM25-24	L 2 X 2 x 1/8	Cueda sup	0.546	0.960	0.380	12.39	12.50	1561.47	34.69	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 1/8	Cueda inf	0.546	0.960	0.380						
VM25-25	L 2 X 2 x 3/16	Cueda sup	0.569	1.430	0.545	15.42	14.65	1859.57	34.60	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 1/8	Cueda inf	0.546	0.960	0.380						
VM25-26	L 2 X 2 x 3/16	Cueda sup	0.569	1.430	0.545	18.45	12.50	2300.29	51.40	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 3/16	Cueda inf	0.569	1.430	0.545						
VM25-27	L 2 X 2 x 1/4	Cueda sup	0.592	1.880	0.695	21.35	13.97	2599.57	51.27	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 3/16	Cueda inf	0.569	1.430	0.545						
VM25-28	L 2 X 2 x 1/4	Cueda sup	0.592	1.880	0.695	24.26	12.50	2991.11	67.22	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 1/4	Cueda inf	0.592	1.880	0.695						
VM25-29	L 2 X 2 x 5/16	Cueda sup	0.614	2.300	0.832	24.06	15.01	2809.5	51.14	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 3/16	Cueda inf	0.569	1.430	0.545						
VM25-30	L 2 X 2 x 5/16	Cueda sup	0.614	2.300	0.832	26.97	13.57	3275.16	67.05	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 1/4	Cueda inf	0.592	1.880	0.695						
VM25-31	L 2 X 2 x 5/16	Cueda sup	0.614	2.300	0.832	29.68	12.50	3621.44	81.82	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 5/16	Cueda inf	0.614	2.300	0.832						
VM25-32	L 2 1/2 X 2 1/2 x 3/16	Cueda sup	0.694	1.800	1.090	17.81	15.64	1989.69	34.10	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 1/8	Cueda inf	0.546	0.960	0.380						
VM25-33	L 2 1/2 X 2 1/2 x 3/16	Cueda sup	0.694	1.800	1.090	20.84	13.59	2509.61	50.66	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 3/16	Cueda inf	0.569	1.430	0.545						
VM25-34	L 2 1/2 X 2 1/2 x 1/4	Cueda sup	0.717	2.380	1.410	24.58	15.02	2803.56	50.53	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 3/16	Cueda inf	0.569	1.430	0.545						
VM25-35	L 2 1/2 X 2 1/2 x 1/4	Cueda sup	0.717	2.380	1.410	27.48	13.61	3271.2	66.25	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 1/4	Cueda inf	0.592	1.880	0.695						
VM25-36	L 2 1/2 X 2 1/2 x 5/16	Cueda sup	0.740	2.930	1.700	28.13	16.01	3006.23	50.39	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 3/16	Cueda inf	0.569	1.430	0.545						
VM25-37	L 2 1/2 X 2 1/2 x 5/16	Cueda sup	0.740	2.930	1.700	31.03	14.67	3552.14	66.07	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 1/4	Cueda inf	0.592	1.880	0.695						
VM25-38	L 2 1/2 X 2 1/2 x 5/16	Cueda sup	0.740	2.930	1.700	33.74	13.64	3969.88	80.62	1Ø1/2	19.15
	L 2 X 2 x 5/16	Cueda inf	0.614	2.300	0.832						

## ANEXO 4.6 TABLAS DE PROPIEDADES DE LOS LARGUERO TIPO POLIN ESPACIAL INGRESADOS AL SOFTWARE DE DISEÑO SAP2000.

CAPACIDAD A FLEXION Y A CORTANTE DE LARGUEROS TIPO POLIN ESPACIAL									
			<b>Materiales:</b> Cuerdas y Celosía: Barras corrugadas de acero ASTM A615 Grado 40						
Peralte (d) (cm)	Altura (h) (cm)	Elementos	Seccion pulg	Inercia (cm <sup>4</sup> )	Momento Resistente (KN.m)	Elemento	Seccion pulg	Cortante Resistente (KN)	Denominación
<b>20.00</b>	21.11	Cuerda superior	2Ø1/2" 0.500	221.79	3.97	Celosía	1Ø1/4 0.250	2.09	P20S1C1/4
		Cueda inferior	1Ø3/8" 0.375			Celosía	1Ø3/8 0.375	9.35	P20S1C3/8
	21.27	Cuerda superior	2Ø5/8" 0.625	240.74	3.58	Celosía	1Ø1/4 0.250	2.09	P20S2C1/4
		Cueda inferior	1Ø3/8" 0.375			Celosía	1Ø3/8 0.375	9.35	P20S2C3/8
	21.43	Cuerda superior	2Ø5/8" 0.625	383.41	6.37	Celosía	1Ø1/4 0.250	2.09	P20S3C1/4
		Cueda inferior	1Ø1/2" 0.500			Celosía	1Ø3/8 0.375	9.35	P20S3C3/8
	21.59	Cuerda superior	2Ø3/4" 0.750	414.01	6.37	Celosía	1Ø1/4 0.250	2.09	P20S4C1/4
		Cueda inferior	1Ø1/2" 0.500			Celosía	1Ø3/8 0.375	9.35	P20S4C3/8
	21.75	Cuerda superior	2Ø3/4" 0.750	588.04	9.98	Celosía	1Ø1/4 0.250	2.09	P20S5C1/4
		Cueda inferior	1Ø5/8" 0.625			Celosía	1Ø3/8 0.375	9.35	P20S5C3/8
	21.91	Cuerda superior	2Ø7/8" 0.875	631.18	9.98	Celosía	1Ø1/4 0.250	2.09	P20S6C1/4
		Cueda inferior	1Ø5/8" 0.625			Celosía	1Ø3/8 0.375	9.35	P20S6C3/8
<b>25.00</b>	26.11	Cuerda superior	2Ø1/2" 0.500	346.55	4.47	Celosía	1Ø1/4 0.250	1.34	P25S1C1/4
		Cueda inferior	1Ø3/8" 0.375			Celosía	1Ø3/8 0.375	6.69	P25S1C3/8
	26.27	Cuerda superior	2Ø5/8" 0.625	376.16	4.47	Celosía	1Ø1/4 0.250	1.34	P25S2C1/4
		Cueda inferior	1Ø3/8" 0.375			Celosía	1Ø3/8 0.375	6.69	P25S2C3/8
	26.43	Cuerda superior	2Ø5/8" 0.625	599.08	7.97	Celosía	1Ø1/4 0.250	1.34	P25S3C1/4
		Cueda inferior	1Ø1/2" 0.500			Celosía	1Ø3/8 0.375	6.69	P25S3C3/8
	26.59	Cuerda superior	2Ø3/4" 0.750	646.89	7.97	Celosía	1Ø1/4 0.250	1.34	P25S4C1/4
		Cueda inferior	1Ø1/2" 0.500			Celosía	1Ø3/8 0.375	6.69	P25S4C3/8
	26.75	Cuerda superior	2Ø3/4" 0.750	918.81	12.48	Celosía	1Ø1/4 0.250	1.34	P25S5C1/4
		Cueda inferior	1Ø5/8" 0.625			Celosía	1Ø3/8 0.375	6.69	P25S5C3/8
	26.91	Cuerda superior	2Ø7/8" 0.875	986.22	12.48	Celosía	1Ø1/4 0.250	1.34	P25S6C1/4
		Cueda inferior	1Ø5/8" 0.625			Celosía	1Ø3/8 0.375	6.69	P25S6C3/8
<b>30.00</b>	31.11	Cuerda superior	2Ø1/2" 0.500	499.03	5.37	Celosía	1Ø1/4 0.250	0.93	P30S1C1/4
		Cueda inferior	1Ø3/8" 0.375			Celosía	1Ø3/8 0.375	4.64	P30S1C3/8
	31.27	Cuerda superior	2Ø5/8" 0.625	541.67	5.37	Celosía	1Ø1/4 0.250	0.93	P30S2C1/4
		Cueda inferior	1Ø3/8" 0.375			Celosía	1Ø3/8 0.375	4.64	P30S2C3/8
	31.43	Cuerda superior	2Ø5/8" 0.625	862.68	9.56	Celosía	1Ø1/4 0.250	0.93	P30S3C1/4
		Cueda inferior	1Ø1/2" 0.500			Celosía	1Ø3/8 0.375	4.64	P30S3C3/8
	31.59	Cuerda superior	2Ø3/4" 0.750	931.53	9.56	Celosía	1Ø3/8 0.375	4.64	P30S4C3/8
		Cueda inferior	1Ø1/2" 0.500			Celosía	1Ø1/2 0.500	14.15	P30S4C1/2
	31.75	Cuerda superior	2Ø3/4" 0.750	1323.09	14.97	Celosía	1Ø3/8 0.375	4.64	P30S5C3/8
		Cueda inferior	1Ø5/8" 0.625			Celosía	1Ø1/2 0.500	14.15	P30S5C1/2
	31.91	Cuerda superior	2Ø7/8" 0.875	1420.16	14.97	Celosía	1Ø3/8 0.375	4.64	P30S6C3/8
		Cueda inferior	1Ø5/8" 0.625			Celosía	1Ø1/2 0.500	14.15	P30S6C1/2
<b>35.00</b>	36.11	Cuerda superior	2Ø1/2" 0.500	679.24	6.26	Celosía	1Ø1/4 0.250	0.68	P35S1C1/4
		Cueda inferior	1Ø3/8" 0.375			Celosía	1Ø3/8 0.375	3.41	P35S1C3/8
	36.27	Cuerda superior	2Ø5/8" 0.625	737.27	6.26	Celosía	1Ø1/4 0.250	0.68	P35S2C1/4
		Cueda inferior	1Ø3/8" 0.375			Celosía	1Ø3/8 0.375	3.41	P35S2C3/8
	36.43	Cuerda superior	2Ø5/8" 0.625	1174.20	11.15	Celosía	1Ø1/4 0.250	0.68	P35S3C1/4
		Cueda inferior	1Ø1/2" 0.500			Celosía	1Ø3/8 0.375	3.41	P35S3C3/8
	36.59	Cuerda superior	2Ø3/4" 0.750	1267.91	11.15	Celosía	1Ø3/8 0.375	3.41	P35S4C3/8
		Cueda inferior	1Ø1/2" 0.500			Celosía	1Ø1/2 0.500	10.74	P35S4C1/2
	36.75	Cuerda superior	2Ø3/4" 0.750	1800.87	17.47	Celosía	1Ø3/8 0.375	3.41	P35S5C3/8
		Cueda inferior	1Ø5/8" 0.625			Celosía	1Ø1/2 0.500	10.74	P35S5C1/2
	36.91	Cuerda superior	2Ø7/8" 0.875	1932.99	17.47	Celosía	1Ø3/8 0.375	3.41	P35S6C3/8
		Cueda inferior	1Ø5/8" 0.625			Celosía	1Ø1/2 0.500	10.74	P35S6C1/2

NOTA: Los diámetros de las barras utilizadas en las cuerda superior e inferior no difieren en mas de dos diámetros entre si.

## ANEXO 5.1 MEMORIA DE CÁLCULO DE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA DE TECHOS

MEMORIA DE CALCULO	
PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON	
PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa
ELEMENTO: Polin P-2	REVISO: Ing. Adry Vivina Flores
<b>* Calculo de la cantidad de Materiales</b>	
Calculo para 1 metro lineal de polin espacial	
<p style="text-align: center;">P-2</p>	<p>Para la altura tenemos que calcular la longitud de la celosía vista en planta, de la figura tenemos</p> <p><math>h = \text{hipotenusa con catetos } C1 = 0.30 \text{ m y } C2 = 0.18/2 \text{ m}</math></p> <p><math>h = 0.313</math></p> <p><math>L2 = 0.313/\tan(60^\circ) = 0.181 \text{ m}</math></p> <p><math>L1 = \text{Hipotenusa} = 0.36 \text{ m}</math></p>
<p>Para 1 metro lineal de polin</p> <p>0.181 m <math>\rightarrow</math> 0.36 m</p> <p>1.0 m <math>\rightarrow</math> X</p>	
<b>* Celosía lateral</b>	
	<p><math>X = 0.36 \cdot 1.0 / 0.181 = 1.99 \text{ ml}</math></p> <p>Se tienen dos celosías laterales</p> <p>Long total acero <math>\phi 3/8'' = 2 \cdot 1.99 = 3.98 \text{ ml}</math></p>
<b>* Celosía superior</b>	
	<p><math>h = 0.18 \text{ m}</math></p> <p><math>L2 = 0.18 / \tan(60^\circ) = 0.10</math></p> <p><math>L1 = \text{hipotenusa} = 0.21 \text{ ml}</math></p> <p>Para 1 metro lineal de polin</p> <p>0.10 m <math>\rightarrow</math> 0.21 m</p> <p>1.0 m <math>\rightarrow</math> X m</p> <p><math>X = 0.21 \cdot 1.0 / 0.10 = 2.10 \text{ ml}</math></p>
<b>* Acero para las celosías</b>	
Cantidad de acero $\phi 3/8'' = 3.98 + 2.10$	
Cantidad de acero $\phi 3/8'' = 6.08 \text{ ml}$	
Para Acero $\phi 3/8'' \Rightarrow$ Peso por longitud = 0.0126 qq/ml	
Acero $\phi 3/8''$ necesario = $6.08 \cdot 0.0126 = \underline{0.0766 \text{ qq}}$	
<b>* Acero Longitudinal</b>	
$3 \phi 1/2'' = 3 \cdot 1 \text{ m} = 3 \text{ ml acero } \phi 1/2''$	
Acero $\phi 1/2'' \Rightarrow$ peso por longitud = 0.0224 qq/ml	
Acero $\phi 1/2''$ necesario = $3 \cdot 0.0224 = \underline{0.0672 \text{ qq}}$	
<b>Total acero requerido = 0.1438 qq</b>	
<b>* Soldadura</b>	
Se utilizara electrodo E60	
Se colocaran cordones de 1.0" por cada union de celosía	
# de uniones por metro lineal = $1 / 0.181 = 5.52$	
para celosías laterales = $2 \cdot 5.52 = 11.04$ uniones	
Para celosía superior	
# de uniones por metro lineal = $1 / 0.10 = 10.00$	
Total de uniones por metro lineal = $11.04 + 10.00$	
Total de uniones por metro lineal = 21.04 uniones	
Longitud total de soldadura = $21.04 \cdot 1.0$	
Longitud total de soldadura = 21.04"	
Rendimiento de electrodo = 2" por electrodo	
# de electrodos necesarios = $21.04 / 2 = 10.52 \text{ u's}$	
# de electrodos por libra = 25 u's	
Cantidad de electrodos necesarios = $10.52 / 25$	
Cantidad de electrodos necesarios = <b>0.4208 lbs</b>	

**MEMORIA DE CALCULO**

PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON

PARTIDA: Estructura de Techos

CALCULO: Br. Paolo Figueroa

ELEMENTO: Polin P-2

REVISO: Ing. Adry Vivina Flores

**\* Pintura**

Rend. = 48 ml/galon

Para 1 metro lineal

Cantidad de pintura =  $1/48 = 0.0208$  gal.

**\* Solvente**

Rend. = 1/8 gal/gal de pintura

Para 1 metro lineal

Cantida de solvente =  $1/8 \times 0.0208 = 0.0026$  gal.

**\* Calculo de la cantidad de Mano de obra**

**\* Hechura de polines espaciales**

Rend. = 12 ml/día

para 1 metro lineal

tiempo =  $1/12 = 0.083$  dias ( 1 mecanico, 1 aux.)

**\* Pintura de polines**

Rend. = 28 ml/día

para 1 metro lineal

tiempo =  $1/28 = 0.0357$  dias (1 auxiliar)

**\* Colocación de Polines**

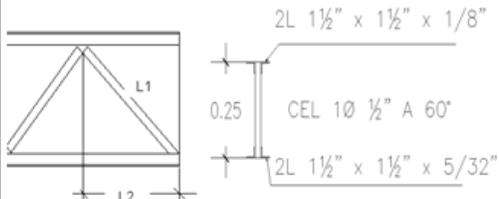
Rend. = 140 ml/día

para 1 metro lineal

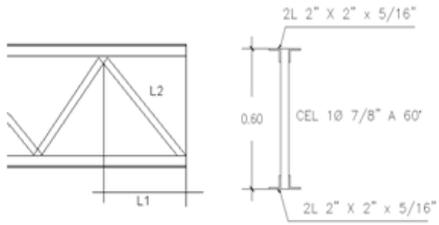
tiempo =  $1/140 = 0.0071$  dias (1 mecanico, 1 aux.)

**\* Calculo de el tiempo requerido de uso de Equipo**

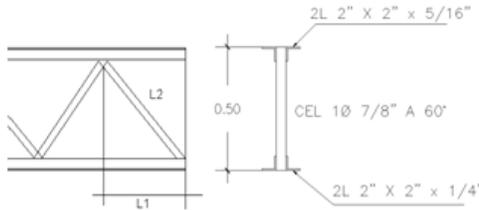
Equipo	U's	Tiempo
Sierra	dias	0.0901
Martillo redondo	dias	0.0901
Guantes de cuero	dias	0.0901
Cinta metrica	dias	0.0901
Gafas	dias	0.0901
Aparato soldador	dias	0.0901
Pulidora	dias	0.083
Disco de metal	dias	0.083
Extencion electrica	dias	0.0901
Prensa	dias	0.083
Brocha	dias	0.0357
Andamio	dias	0.0071

MEMORIA DE CALCULO	
PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"	
PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa
ELEMENTO: Viga de alma abierta (VM-1)	REVISO: Ing. Adry Vivina Flores
<p><b>* Calculo de la cantidad de Materiales</b></p> <p>Se calculara la cantidad de material para una viga de 6.06 ml de longitud</p> <div style="display: flex; align-items: center;">  </div>	
<p><b>* Acero para celosia (φ 1/2" @ 60°)</b></p> <p><math>L2 = 0.25 / (\tan 60^\circ) = 0.144</math>  <math>L1 = \text{hipotenusa} = 0.289 \text{ m}</math>            Para 6.06 mts (relacion lineal)  <math>0.144 \text{ m} \rightarrow 0.289 \text{ m}</math>  <math>6.06 \text{ m} \rightarrow X \text{ m}</math></p> <p><math>X = 0.289 * 6.06 / 0.144 = 12.16 \text{ mts acero } \phi 1/2''</math>            Acero <math>\phi 1/2'' \Rightarrow</math> peso por longitud = 0.0224 qq/ml            Acero <math>\phi 1/2''</math> requerido = <math>12.16 * 0.0224 = \mathbf{0.2724 \text{ qq}}</math></p>	<p><b>* Acero longitudinal</b></p> <p><b>Angulo de 1 1/2" x 1 1/2" x 1/8"</b>  <math>2 * (6.06 \text{ m}) = 12.12 \text{ mts de angulo}</math>            Unidades angulares de 9 mts de longitud            # de unidades necesarias = <math>12.12 / 6 = \mathbf{2.02 \text{ u's}}</math></p> <p><b>Angulo de 1 1/2" x 1 1/2" x 5/32"</b>  <math>2 * (6.06 \text{ m}) = 12.12 \text{ mts de angulo}</math>            Unidades angulares de 6 mts de longitud            Para los extremos 2 angulos por extremo            Long adicional = <math>2 * 0.25 * 2 = 1.00 \text{ mts}</math>            Long total de angulo = <math>12.12 + 1.00 = 13.12 \text{ mts}</math>            Unidades angulares de 6 mts de longitud            # de unidades necesarias = <math>13.12 / 6 = \mathbf{2.19 \text{ u's}}</math></p>
<p><b>* Soldadura</b></p> <p>Para la soldadura de la celosia con las unidades angulares se colocara un cordón de 3" por union y utilizando un electrodo E60 tenemos            # de uniones en vigas = <math>6.06 / 0.144 = 42.08</math>            Long. Soldadura de celosia = <math>42.08 * 3 = 126.24''</math></p> <p>Además se considera la union de los elementos de borde para cada uno se colocara un cordón de 4"            Long de soldadura en bordes = <math>4 * 4 = 16''</math></p> <p>Long total de soldadura en viga = <math>126.24 + 16 = 142.24''</math>            Para el electrodo E60 el rend. es de 2" por unidad            # de electrodos necesarios = <math>142.24 / 2 = 71.12 \text{ u's}</math>            # de electrodos por libra = 25            Cantidad de electrodos = <math>71.12 / 25 = 2.85 \text{ lbs}</math></p>	<p>En cada anclaje de columna a viga se tiene una placa soldada a la viga y a un anclaje en la columna en donde esta apoyada            Se tendra una cordón de soldadura igual a la long de todo el material en contacto            Placa de <math>0.25 * 0.25 * 1/2''</math></p> <p>Longitud de soldadura = <math>(0.25 * 2)</math>            Longitud de soldadura = <math>0.50 \text{ mts} = 19.69''</math>            # de electrodos necesarios = <math>19.69'' / 2 = 9.85 \text{ u's}</math>            Cantidad de electrodos = <math>9.85 / 25 = 0.39 \text{ lb}</math></p> <p>Total de electrodo por viga = <math>2.85 + 0.39 = \mathbf{3.24 \text{ lbs}}</math></p>
<p><b>* Pintura</b></p> <p>Rend. = 0.04 gal/ml            Longitud de la viga = 6.06 ml            cantidad de pintura = <math>6.06 * 0.04 = \mathbf{0.24 \text{ gal}}</math></p>	<p><b>* Solvente</b></p> <p>Rend = 1/8 gal/gal de pintura            para 0.24 galones            cantidad de solvente = <math>0.24 * 1/8 = \mathbf{0.03 \text{ gal}}</math></p>

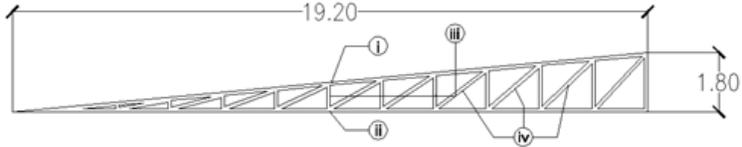
MEMORIA DE CALCULO		
PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"		
PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa	
ELEMENTO: Viga de alma abierta (VM-1)	REVISO: Ing. Adry Vivina Flores	
Resumen de materiales necesarios para 4 vigas		
Acero $\phi$ 1/2" = <b>0.2724 qq</b>		
Angulo de 1 1/2" x 1 1/2" x 1/8" = <b>2.02 u's</b>		
Angulo de 1 1/2" x 1 1/2" x 5/32" = <b>2.19 u's</b>		
Electrodos = <b>3.24 lbs</b>		
Pintura = <b>0.24 galones</b>		
Solvente = <b>0.03 galones</b>		
Anclaje 7/8" = <b>2 u's</b>		
Placa 0.25 * 0.25 * 1/2" = <b>1 u's</b>		
<b>* Calculo de la cantidad de Mano de obra</b>		
* Hechura de Vigas macomber		
Rend. = 8 ml/dia		
para 6.06 metros lineales de vigas		
tiempo = 6.06/8 = <b>0.76 dias</b> ( 1 mecanico, 1 aux.)		
* Pintura de		
Vigas		
macomber		
Rend. = 28 ml/dia		
para 6.06 metros lineales de vigas		
tiempo = 6.06/28 = <b>0.22 dias</b> (1 auxiliar)		
* Colocación de Vigas macomber		
Rend. = 42 ml/dia		
para 6.06 metros lineales de vigas		
tiempo = 6.06/42 = <b>0.14 dias</b> (1 mecanico, 1 aux.)		
<b>* Calculo de el tiempo requerido de uso de Equipo</b>		
Equipo	U's	Tiempo
Sierra	dias	0.90
Martillo redondo	dias	0.90
Guantes de cuero	dias	0.90
Cinta metrica	dias	0.90
Gafas	dias	0.90
Aparato soldador	dias	0.90
Pulidora	dias	0.76
Disco de metal	dias	0.76
Extencion electrica	dias	0.90
Prensa	dias	0.76
Brocha	dias	0.22
Andamio	dias	0.14
Disco de metal	dias	0.76
Extencion electrica	dias	0.90
Prensa	dias	0.76
Brocha	dias	0.22
Andamio	dias	0.14

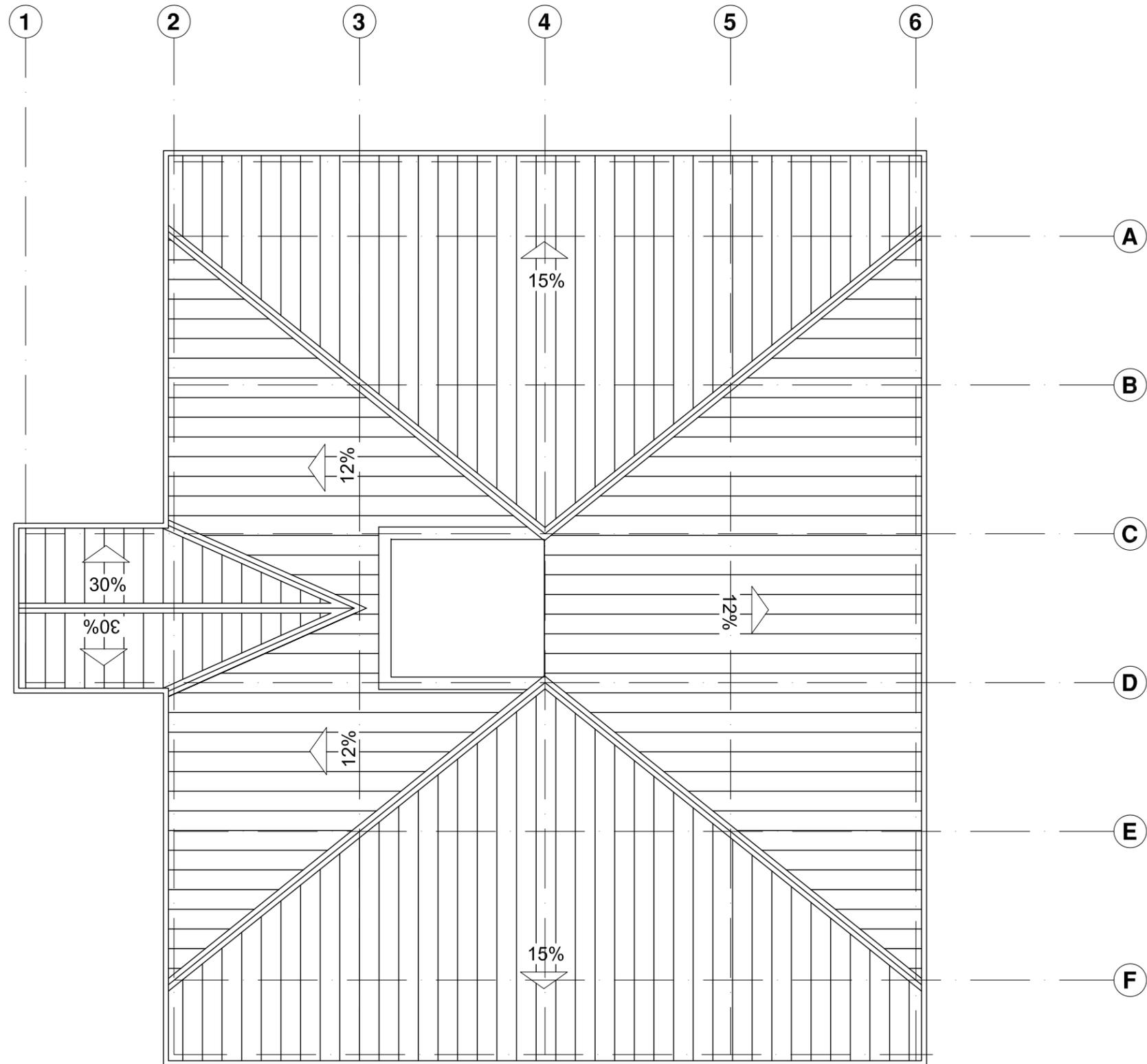
MEMORIA DE CALCULO	
PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"	
PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa
ELEMENTO: Viga de alma abierta (VM-2)	REVISO: Ing. Adry Vivina Flores
<p><b>* Calculo de la cantidad de Materiales</b></p> <p>Se calculara la cantidad de material para una viga de 15 ml de longitud</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">  </div>	
<p><b>* Acero para celosia (φ 7/8" @ 60°)</b></p> <p><math>L1 = 0.60 / (\tan 60^\circ) = 0.35</math>  <math>L2 = \text{hipotenusa} = 0.69 \text{ m}</math>            Para 15 mts  <math>0.35 \text{ m} \rightarrow 0.69 \text{ m}</math>  <math>15 \text{ m} \rightarrow X \text{ m}</math></p> <p><math>X = 0.69 * 15 / 0.35 = 29.57 \text{ mts acero } \phi 7/8"</math>            Acero <math>\phi 7/8" \Rightarrow</math> peso por longitud = 0.0686 qq/ml            Acero <math>\phi 7/8"</math> requerido = <math>29.57 * 0.0686 = \underline{2.03 \text{ qq}}</math></p>	<p><b>* Acero longitudinal</b>  <b>Angulo de 2" x 2" x 5/16"</b>  <math>2 * (15 \text{ m}) = 30 \text{ mts de angulo}</math>            Unidades angulares de 15 mts de longitud  <math>\# \text{ de unidades necesarias} = 30 / 6 = \underline{5.00 \text{ u's}}</math></p> <p><b>Angulo de 2" x 2" x 5/16"</b>  <math>2 * (15 \text{ m}) = 30 \text{ mts de angulo}</math>            Unidades angulares de 6 mts de longitud            Para los extremos 2 angulos por extremo            Long adicional = <math>2 * 0.60 * 2 = 2.4 \text{ mts}</math>            Long total de angulo = <math>30 + 2.4 = 32.4 \text{ mts}</math>            Unidades angulares de 6 mts de longitud  <math>\# \text{ de unidades necesarias} = 32.4 / 6 = \underline{5.40 \text{ u's}}</math></p>
<p><b>* Soldadura</b></p> <p>Para la soldadura de la celosia con las unidades angulares se colocara un cordon de 3" por union y utilizando un electrodo E60 tenemos  <math>\# \text{ de uniones en vigas} = 15 / 0.35 = 42.86</math>            Long. Soldadura de celosia = <math>42.86 * 3 = 128.58"</math></p> <p>Además se considera la union de los elementos de borde para cada uno se colocara un cordon de 4"            Long de soldadura en bordes = <math>4 * 4 = 16"</math>            Long total de soldadura en viga = <math>128.58 + 16 = 144.58"</math></p> <p>Para el electrodo E60 el rend. es de 2" por unidad  <math>\# \text{ de electrodos necesarios} = 144.58 / 2 = 72.29 \text{ u's}</math>  <math>\# \text{ de electrodos por libra} = 25</math>            Cantidad de electrodos = <math>72.29 / 25 = 2.89 \text{ lbs}</math></p>	<p>En cada anclaje de columna a viga se tiene una placa soldada a la viga y a un anclaje en la columna en donde esta apoyada            Se tendra una cordon de soldadura igual a la long de todo el material en contacto            Placa de <math>0.25 * 0.25 * 1/2"</math></p> <p>Longitud de soldadura = <math>(0.25 * 2)</math>            Longitud de soldadura = <math>0.50 \text{ mts} = 19.69"</math>  <math>\# \text{ de electrodos necesarios} = 19.69 / 2 = 9.85 \text{ u's}</math>            Cantidad de electrodos = <math>9.85 / 25 = 0.39 \text{ lb}</math></p> <p>Total de electrodo por viga = <math>2.89 + 0.39 = \underline{3.28 \text{ lbs}}</math></p>
<p><b>* Pintura</b></p> <p>Rend. = 0.04 gal/ml            Longitud de la viga = 15 ml            cantidad de pintura = <math>15 * 0.04 = \underline{0.60 \text{ gal}}</math></p>	<p><b>* Solvente</b></p> <p>Rend = 1/8 gal/gal de pintura            para 0.60 galones            cantidad de solvente = <math>0.60 * 1/8 = \underline{0.075 \text{ gal}}</math></p>

MEMORIA DE CALCULO																																								
PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"																																								
PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa																																							
ELEMENTO: Viga de alma abierta (VM-2)																																								
<p>Resumen de materiales necesarios para 1 viga</p> <p>Acero <math>\phi</math> 7/8" = <b>1.66 qq</b>            Angulo de 2" x 2" x 5/16" = <b>10.40 u's</b>            Electrodo = <b>3.28 lbs</b>            Pintura = <b>0.60 galones</b>            Solvente = <b>0.075 galones</b>            Anclaje 1" = <b>2 u's</b>            Placa 0.25 * 0.25 * 1/2" = <b>1 u's</b></p> <p><b>* Calculo de la cantidad de Mano de obra</b></p> <p>* Hechura de Vigas macomber            Rend. = 8 ml/dia            para 15 metros lineales de vigas            tiempo = 15/8 = <b>1.88 dias</b> ( 1 mecanico, 1 aux.)</p> <p>* Pintura de Vigas macomber            Rend. = 28 ml/dia            para 15 metros lineales de vigas            tiempo = 15/28 = <b>0.54 dias</b> (1 auxiliar)</p> <p>* Colocación de Vigas macomber            Rend. = 42 ml/dia            para 15 metros lineales de vigas            tiempo = 15/42 = <b>0.36 dias</b> (1 mecanico, 1 aux.)</p> <p><b>* Calculo de el tiempo requerido de uso de Equipo</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Equipo</th> <th>U's</th> <th>Tiempo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Sierra</td> <td>días</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>Martillo redondo</td> <td>días</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>Guantes de cuero</td> <td>días</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>Cinta metrica</td> <td>días</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>Gafas</td> <td>días</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>Aparato soldador</td> <td>días</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>Pulidora</td> <td>días</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>Disco de metal</td> <td>días</td> <td>1.88</td> </tr> <tr> <td>Extencion electrica</td> <td>días</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>Prensa</td> <td>días</td> <td>2.24</td> </tr> <tr> <td>Brocha</td> <td>días</td> <td>0.54</td> </tr> <tr> <td>Andamio</td> <td>días</td> <td>0.36</td> </tr> </tbody> </table>		Equipo	U's	Tiempo	Sierra	días	2.24	Martillo redondo	días	2.24	Guantes de cuero	días	2.24	Cinta metrica	días	2.24	Gafas	días	2.24	Aparato soldador	días	2.24	Pulidora	días	2.24	Disco de metal	días	1.88	Extencion electrica	días	2.24	Prensa	días	2.24	Brocha	días	0.54	Andamio	días	0.36
Equipo	U's	Tiempo																																						
Sierra	días	2.24																																						
Martillo redondo	días	2.24																																						
Guantes de cuero	días	2.24																																						
Cinta metrica	días	2.24																																						
Gafas	días	2.24																																						
Aparato soldador	días	2.24																																						
Pulidora	días	2.24																																						
Disco de metal	días	1.88																																						
Extencion electrica	días	2.24																																						
Prensa	días	2.24																																						
Brocha	días	0.54																																						
Andamio	días	0.36																																						

MEMORIA DE CALCULO	
PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"	
PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa
ELEMENTO: Viga de alma abierta (VM-3)	REVISO: Ing. Adry Vivina Flores
<p><b>* Calculo de la cantidad de Materiales</b></p> <p>Se calculara la cantidad de material para una viga de 12 ml de longitud</p>  <p><b>* Acero para celosia (<math>\phi</math> 7/8" @ 60°)</b>  <math>L1 = 0.50 / (\tan 60^\circ) = 0.288</math>  <math>L2 = \text{hipotenusa} = 0.58 \text{ m}</math>  Para 12 mts  <math>0.288 \text{ m} \rightarrow 0.58 \text{ m}</math>  <math>12 \text{ m} \rightarrow X \text{ m}</math></p> <p><math>X = 0.58 * 12 / 0.288 = 24.17 \text{ mts acero } \phi 7/8"</math>  Acero <math>\phi 7/8" \Rightarrow</math> peso por longitud = 0.0686 qq/ml  Acero <math>\phi 7/8"</math> requerido = <math>24.17 * 0.0686 = \mathbf{1.66 \text{ qq}}</math></p> <p><b>* Soldadura</b>  Para la soldadura de la celosia con las unidades angulares se colocara un cordón de 3" por unión y utilizando un electrodo E60 tenemos  # de uniones en vigas = <math>12 / 0.288 = 41.67</math>  Long. Soldadura de celosia = <math>41.67 * 3 = 125.01"</math></p> <p>Además se considera la union de los elementos de borde para cada uno se colocara un cordón de 4"  Long de soldadura en bordes = <math>4 * 4 = 16"</math></p> <p>Long total de soldadura en viga = <math>125.01 + 16 = 141.01"</math>  Para el electrodo E60 el rend. es de 2" por unidad  # de electrodos necesarios = <math>141.01 / 2 = 70.51 \text{ u's}</math>  # de electrodos por libra = 25  Cantidad de electrodos = <math>70.51 / 25 = 2.82 \text{ lbs}</math></p> <p><b>* Pintura</b>  Rend. = 0.04 gal/ml  Longitud de la viga = 12 ml  cantidad de pintura = <math>12 * 0.04 = \mathbf{0.48 \text{ gal}}</math></p> <p><b>* Acero longitudinal</b>  <b>Angulo de 2" x 2" x 5/16"</b>  <math>2 * (12 \text{ m}) = 24 \text{ mts de angulo}</math>  Unidades angulares de 6 mts de longitud  # de unidades necesarias = <math>24 / 6 = \mathbf{4 \text{ u's}}</math></p> <p><b>Angulo de 2" x 2" x 1/4"</b>  <math>2 * (12 \text{ m}) = 24 \text{ mts de angulo}</math>  Unidades angulares de 6 mts de longitud  Para los extremos 2 angulos por extremo  Long adicional = <math>2 * 0.60 * 2 = 2.4 \text{ mts}</math>  Long total de angulo = <math>24 + 2.4 = 26.4 \text{ mts}</math>  Unidades angulares de 6 mts de longitud  # de unidades necesarias = <math>26.40 / 6 = \mathbf{4.40 \text{ u's}}</math></p> <p>En cada anclaje de columna a viga se tiene una placa soldada a la viga y a un anclaje en la columna en donde esta apoyada  Se tendra una cordón de soldadura igual a la long de todo el material en contacto  Placa de <math>0.25 * 0.25 * 1/2"</math></p> <p>Longitud de soldadura = <math>(0.25 * 2)</math>  Longitud de soldadura = 0.50 mts = 19.69"  # de electrodos necesarios = <math>19.69" / 2 = 9.85 \text{ u's}</math>  Cantidad de electrodos = <math>9.85 / 25 = 0.39 \text{ lb}</math></p> <p>Total de electrodo por viga = <math>2.82 + 0.39 = \mathbf{3.21 \text{ lbs}}</math></p> <p><b>* Solvente</b>  Rend = 1/8 gal/gal de pintura  para 0.48 galones  cantidad de solvente = <math>0.48 * 1/8 = \mathbf{0.06 \text{ gal}}</math></p>	

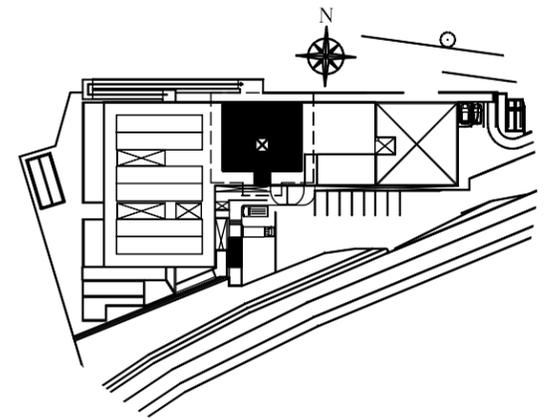
MEMORIA DE CALCULO																																								
PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"																																								
PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa																																							
ELEMENTO: Viga de alma abierta (VM-3)	REVISO: Ing. Adry Vivina Flores																																							
<p>Resumen de materiales necesarios para 4 vigas</p> <p>Acero <math>\phi</math> 7/8" = <b>1.66 qq</b>            Angulo de 2" x 2" x 5/16" = <b>4.00 u's</b>            Angulo de 2" x 2" x 1/4" = <b>4.40 u's</b>            Electrodo = <b>3.21 lbs</b>            Pintura = <b>0.48 galones</b>            Solvente = <b>0.06 galones</b>            Anclaje 1" = <b>2 u's</b>            Placa 0.25 * 0.25 * 1/2" = <b>1 u's</b></p> <p><b>* Calculo de la cantidad de Mano de obra</b></p> <p>* Hechura de Vigas macomber            Rend. = 8 ml/día            para 12 metros lineales de vigas            tiempo = 12/8 = <b>1.5 días</b> ( 1 mecanico, 1 aux.)</p> <p>* Pintura de Vigas macomber            Rend. = 28 ml/día            para 12 metros lineales de vigas            tiempo = 12/28 = <b>0.43 días</b> (1 auxiliar)</p> <p>* Colocación de Vigas macomber            Rend. = 42 ml/día            para 12 metros lineales de vigas            tiempo = 12/42 = <b>0.29 días</b> (1 mecanico, 1 aux.)</p> <p><b>* Calculo de el tiempo requerido de uso de Equipo</b></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Equipo</th> <th>U's</th> <th>Tiempo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Sierra</td> <td>días</td> <td>1.79</td> </tr> <tr> <td>Martillo redondo</td> <td>días</td> <td>1.79</td> </tr> <tr> <td>Guantes de cuero</td> <td>días</td> <td>1.79</td> </tr> <tr> <td>Cinta metrica</td> <td>días</td> <td>1.79</td> </tr> <tr> <td>Gafas</td> <td>días</td> <td>1.79</td> </tr> <tr> <td>Aparato soldador</td> <td>días</td> <td>1.79</td> </tr> <tr> <td>Pulidora</td> <td>días</td> <td>1.79</td> </tr> <tr> <td>Disco de metal</td> <td>días</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>Extencion electrica</td> <td>días</td> <td>1.79</td> </tr> <tr> <td>Prensa</td> <td>días</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>Brocha</td> <td>días</td> <td>0.43</td> </tr> <tr> <td>Andamio</td> <td>días</td> <td>0.29</td> </tr> </tbody> </table>		Equipo	U's	Tiempo	Sierra	días	1.79	Martillo redondo	días	1.79	Guantes de cuero	días	1.79	Cinta metrica	días	1.79	Gafas	días	1.79	Aparato soldador	días	1.79	Pulidora	días	1.79	Disco de metal	días	1.5	Extencion electrica	días	1.79	Prensa	días	1.5	Brocha	días	0.43	Andamio	días	0.29
Equipo	U's	Tiempo																																						
Sierra	días	1.79																																						
Martillo redondo	días	1.79																																						
Guantes de cuero	días	1.79																																						
Cinta metrica	días	1.79																																						
Gafas	días	1.79																																						
Aparato soldador	días	1.79																																						
Pulidora	días	1.79																																						
Disco de metal	días	1.5																																						
Extencion electrica	días	1.79																																						
Prensa	días	1.5																																						
Brocha	días	0.43																																						
Andamio	días	0.29																																						

MEMORIA DE CALCULO	
PROYECTO: "ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHOS CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"	
PARTIDA: Estructura de Techos	CALCULO: Br. Paolo Figueroa
ELEMENTO: Armadura tipo T-1	REVISO: Ing. Adry Vivina Flores
1 Unidad de armadura con long. Total de 19.20 mts la configuracion de la armadura es tal como se muestra en la figura, con una longitud de 19.20 mts	se calculara el costo total de esta viga para obtener un costo por metro lineal que se utilizara para obtener el costo de este tramo de armadura.
	
<p> <b>I</b> = 2 L 3" x 2½" x 3/8"  <b>II</b> = 2 L 3" x 2½" x 3/8"  <b>III</b> = 1 &lt; 2½" x 2½" x 3/16"  <b>IV</b> = 1 &lt; 2½" x 2½" x 3/16" </p>	
<p><b>* Calculo de la cantidad de Materiales</b></p>	
<p>Con la ayuda del software autocad se determino la cantidad de angulos necesarios de cada tipo, a continuacion se detallan cuales con los valores obtenidos:</p>	<p>La conexión a la columna de soporte se realiza por medio de pernos de conexión a una placa de 0.25 * 0.25 * 1/4" que esta soldada a la armadura con un cordón de soldadura de long de 0.25 cm a cada lado de la tijera  Long de soldadura = 0.25 * 2 * 2 = 1.00 mts  Long de soldadura = 39.37"  Long total de soldadura en la armadura = 844.37"  Cantidad de electrodos = 844.37 / 2 = 422.19 u's</p>
<p><b>* Angulos de 3" x 2 1/2" * 3/8" (cuerda superior)</b>  Se considera para estos angulos que se tienen 2 unidades por metro lineal  Long necesaria = 38.48 mts  Long total de angulos = 38.48 * 2 = 76.96 mts</p>	<p>Electrodos necesarios para viga = 422.19 / 25  Electrodos necesarios para viga = <b>16.89 lbs</b></p>
<p>Para u's de 6 mts de longitud  # de unidades necesarias = 76.96 / 6 = <b>12.82 u's</b></p>	<p><b>* Placas de conexión</b>  Se colocan placas en cada unión estructural dentro de la armadura.  # de uniones = 23  Placa 0.15 x 0.35 x 3/16" = 23</p>
<p><b>* Angulos de 2 1/2" * 2 1/2" * 3/16" (cuerdas diagonal e inferior)</b>  Long total de angulos = 34.95 mts  Para u's de 6 mts de longitud  # de unidades necesarias = 34.95 / 6 = <b>5.83 u's</b></p>	<p><b>* Pintura</b>  Rend. = 0.04 gal/ml  para 19.20 ml  Cantidad de pintura = 19.20 * 0.04 = <b>0.768 gal</b></p>
<p>En cada nudo, según el analisis de la union de los elementos estructurales, se ha determinado que se requiere una soldadura de 35" de longitud en cada uno de los nudos.  # de uniones = 23  Long. Total de soldadura = 23 * 35" = 805"</p>	<p><b>* Solvente</b>  Rend = 1/8 gal/gal pintura  Cantidad de solvente = 0.768 * 1/8 = <b>0.096 gal</b></p>



PLANTA DE TECHOS

ESC. 1:200



ESQUEMA DE UBICACION

SIN ESCALA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

DOCENTES DIRECTORES:

INGRA. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO  
ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO

PROYECTO DE TRABAJO DE GRADUACION:

"ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHO CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"

PRESENTA:

BR. CARLOS ALBERTO CRUZ ROVIRA  
BR. PAOLO ROBERTO FIGUEROA CATALAN  
BR. CARLOS LEONARDO HERNANDEZ CASTILLO

CONTENIDO:

PLANTA DE TECHOS Y ESQUEMA DE UBICACION

AREA DEL TERRENO:  
4,581.22 MT.<sup>2</sup>  
6,554.81 VR.<sup>2</sup>

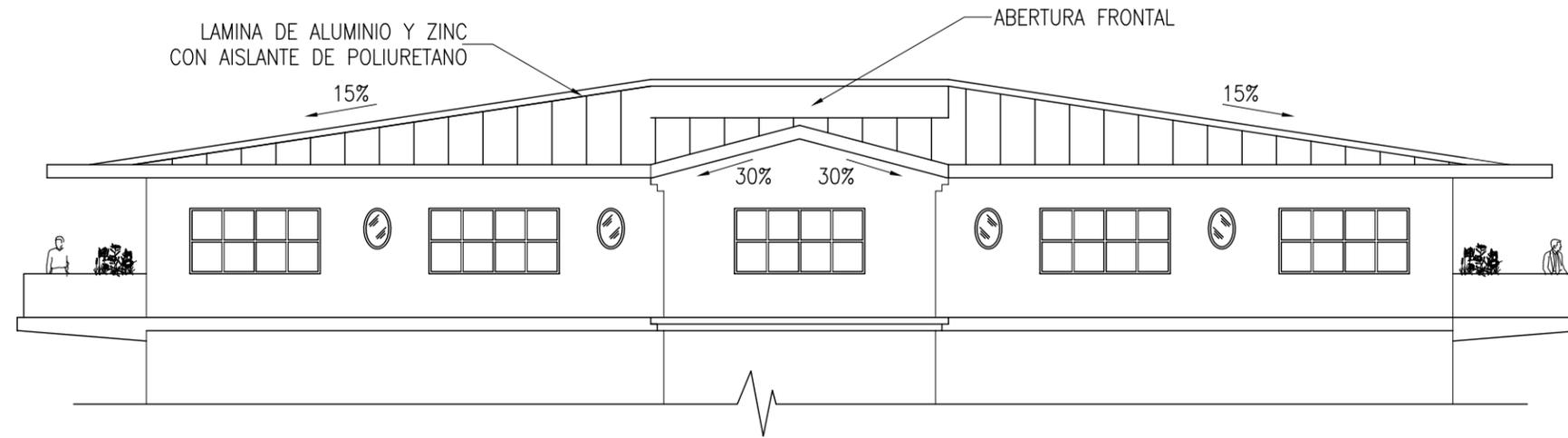
ESCALA: 1:200

CORRELATIVO:

AREA DE CONSTRUCCION:  
1,179.81 MT.<sup>2</sup>

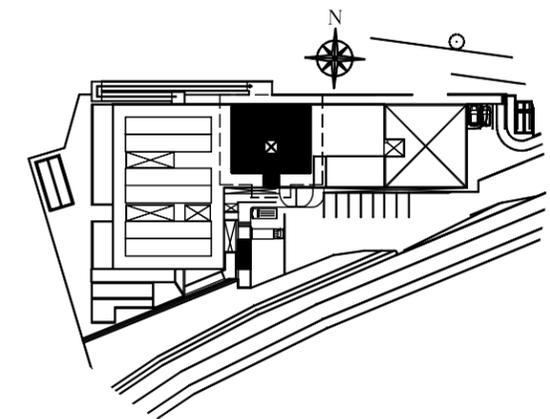
FECHA: MAYO 2012

001



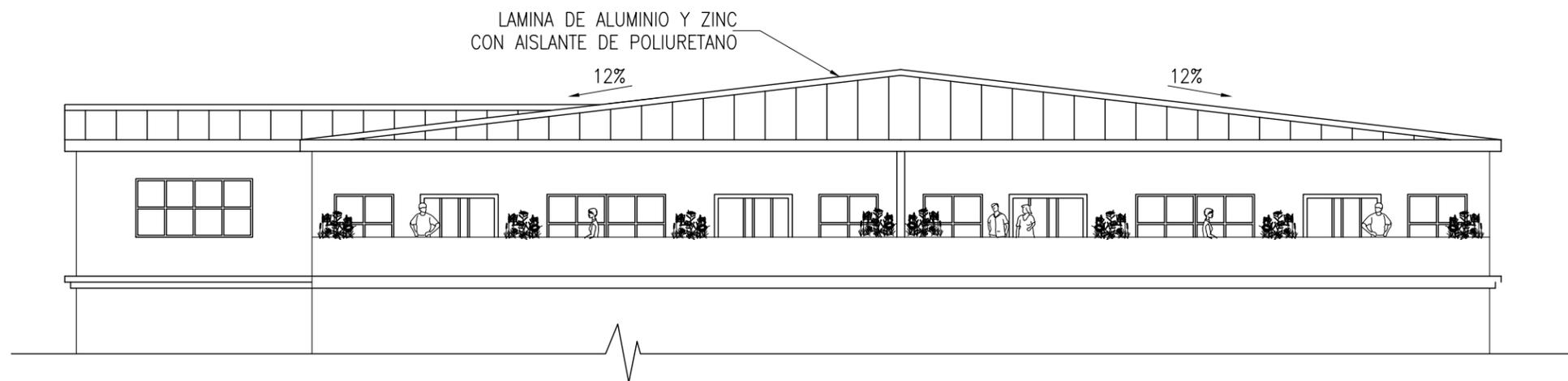
**ELEVACION FRONTAL**

ESC. 1:150



**ESQUEMA DE UBICACION**

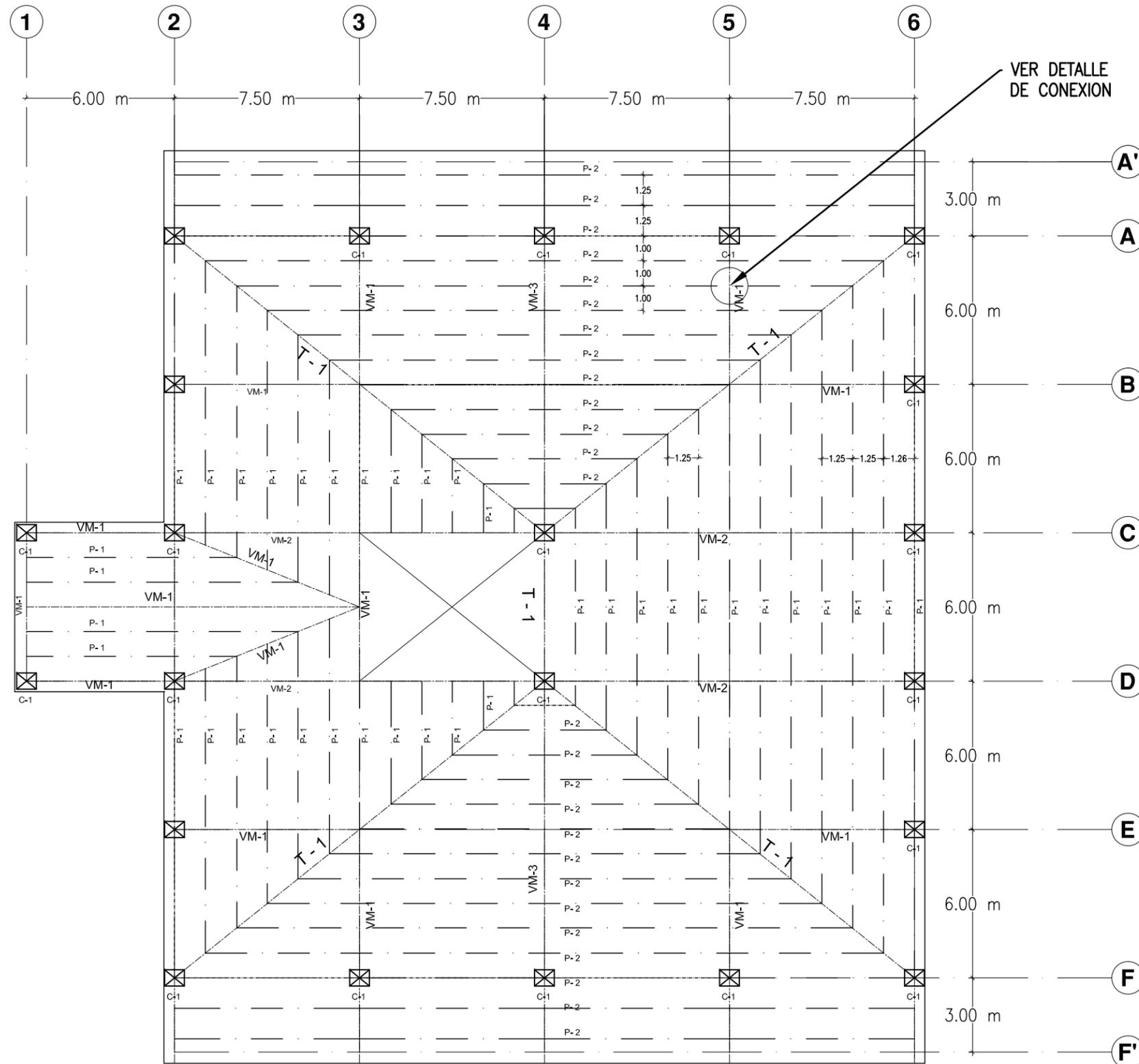
SIN ESCALA



**ELEVACION LATERAL**

ESC. 1:150

 <b>UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR</b>						
<p><i>DOCENTES DIRECTORES:</i></p> <p><b>INGRA. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO</b>  <b>ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO</b></p>						
<p><i>PROYECTO DE TRABAJO DE GRADUACION:</i></p> <p><b>"ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHO CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"</b></p>						
<p><i>PRESENTA:</i></p> <p>BR. CARLOS ALBERTO CRUZ ROVIRA  BR. PAOLO ROBERTO FIGUEROA CATALAN  BR. CARLOS LEONARDO HERNANDEZ CASTILLO</p>						
<p><i>CONTENIDO:</i></p> <p><b>ELEVACIONES PRINCIPALES</b></p>						
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 33%; border-right: 1px solid black;"> <b>AREA DEL TERRENO:</b>  4,581.22 MT.<sup>2</sup>  6,554.81 VR.<sup>2</sup> </td> <td style="width: 33%; border-right: 1px solid black;"> <b>ESCALA:</b>  1:150 </td> <td style="width: 33%;"> <b>CORRELATIVO:</b>  </td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black;"> <b>AREA DE CONSTRUCCION:</b>  1,179.81 MT.<sup>2</sup> </td> <td style="border-right: 1px solid black;"> <b>FECHA:</b>  MAYO 2012 </td> <td style="text-align: center; vertical-align: middle;"> <b>002</b> </td> </tr> </table>	<b>AREA DEL TERRENO:</b> 4,581.22 MT. <sup>2</sup> 6,554.81 VR. <sup>2</sup>	<b>ESCALA:</b> 1:150	<b>CORRELATIVO:</b> 	<b>AREA DE CONSTRUCCION:</b> 1,179.81 MT. <sup>2</sup>	<b>FECHA:</b> MAYO 2012	<b>002</b>
<b>AREA DEL TERRENO:</b> 4,581.22 MT. <sup>2</sup> 6,554.81 VR. <sup>2</sup>	<b>ESCALA:</b> 1:150	<b>CORRELATIVO:</b> 				
<b>AREA DE CONSTRUCCION:</b> 1,179.81 MT. <sup>2</sup>	<b>FECHA:</b> MAYO 2012	<b>002</b>				



PLANTA ESTRUCTURAL DE TECHOS

ESC. 1:200

NOTAS ESTRUCTURALES:

- \* LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS (POLIN ESPACIAL), SERAN CONSTRUIDOS CON ACERO CORRUGADO GRADO 40 SEGUN NORMA ASTM A615
- \* LA UNION ENTRE ELEMENTOS DE CELOSIA Y CUERDA SUPERIOR E INFERIOR EN LOS POLINES ESPACIALES SE REALIZARA A TRAVES DE UNA SOLDADURA DE 1 PULG. DE LONGITUD Y ELECTRODOS E60XX.
- \* LA CONEXION ENTRE POLIN ESPACIAL Y VIGA DE ALMA ABIERTA O ARMADURA, SE HARA POR MEDIO DE UNA SOLDADURA LONGITUDINAL, TAL COMO SE MUESTRA EN DETALLE.
- \* LOS ELEMENTOS DE ANGULO QUE SE UTILIZARAN EN LA CONSTRUCCION DE LAS VIGAS DE ALMA ABIERTA Y LA ARMADURA DEBEN SER DE ACERO CALIDAD ASTM A36.
- \* LA UNION ENTRE ELEMENTOS DE CELOSIA Y ELEMENTOS ANGULARES DE LA VIGA DE ALMA ABIERTA, SE REALIZARA MEDIANTE SOLDADURA DE 1/8 DE PULGADA DE ESPESOR Y DOS FILETES DE SOLDADURA DE 1.5 PULG CON ELECTRODOS E60XX.
- \* LA UNION DE ENTRE COMPONENTES DE ARMADURA Y EL APOYO SOBRE LAS COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO, SE REALIZARA TAL COMO SE MUESTRA EN DETALLE.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

DOCENTES DIRECTORES:

INGRA. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO  
ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO

PROYECTO DE TRABAJO DE GRADUACION:

"ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHO CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"

PRESENTA:

BR. CARLOS ALBERTO CRUZ ROVIRA  
BR. PAOLO ROBERTO FIGUEROA CATALAN  
BR. CARLOS LEONARDO HERNANDEZ CASTILLO

CONTENIDO:

PLANTA ESTRUCTURAL DE TECHOS

AREA DEL TERRENO:  
4,581.22 MT.<sup>2</sup>  
6,554.81 VR.<sup>2</sup>

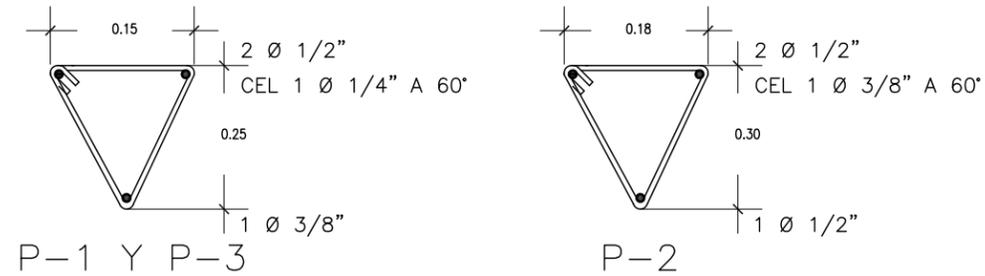
ESCALA:  
1:200

CORRELATIVO:

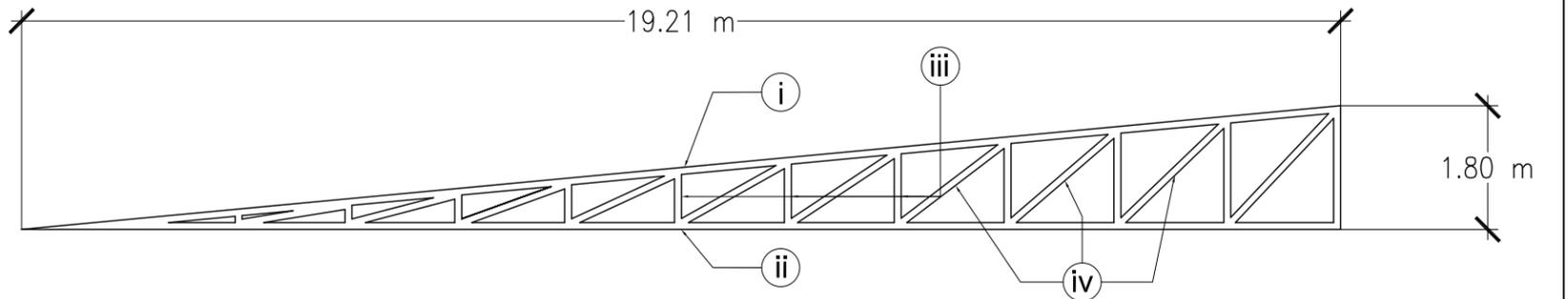
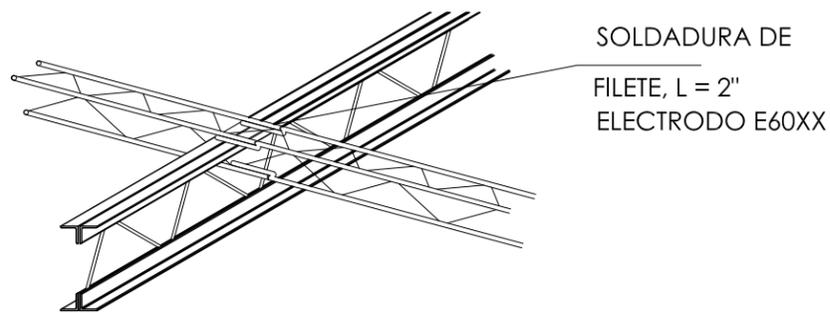
AREA DE CONSTRUCCION:  
1,179.81 MT.<sup>2</sup>

FECHA:  
MAYO 2012

003



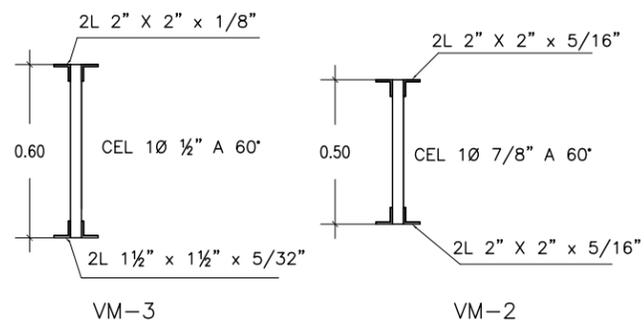
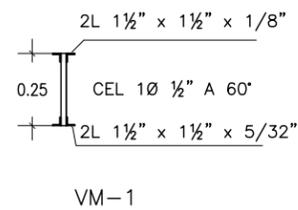
DETALLE TIPICO DE LARGUEROS DE TECHO TIPO POLIN ESPACIAL  
ESC. 1:15



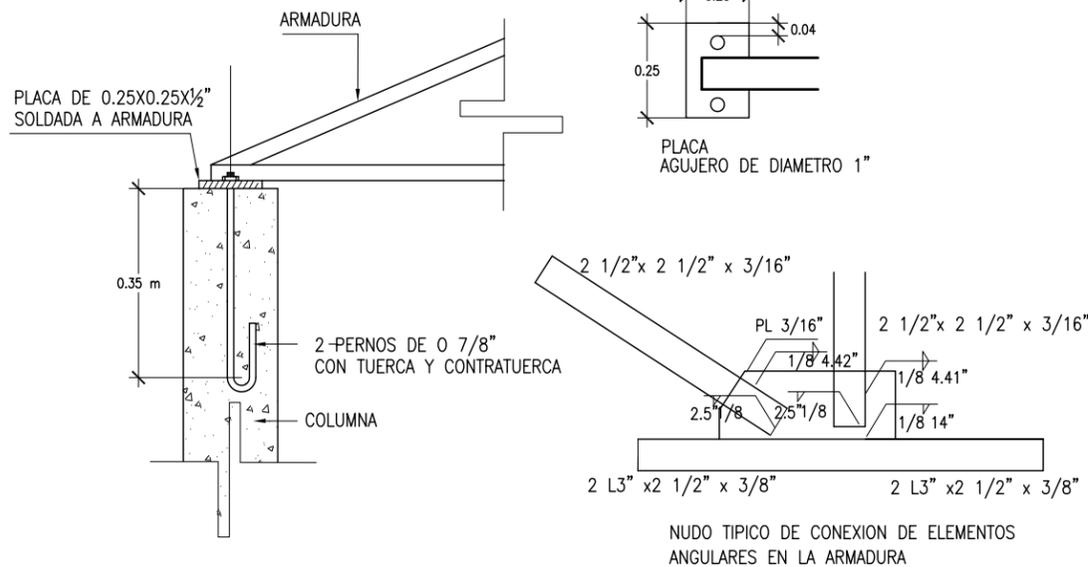
- i = 2 L 3" x 2 1/2" x 3/8"
- ii = 2 L 3" x 2 1/2" x 3/8"
- iii = 1 < 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"
- iv = 1 < 2 1/2" x 2 1/2" x 3/16"

DETALLE DE ARMADO DE LA ARMADURA PRINCIPAL DE LA ESTRUCTURA DE TECHOS (T-1)  
ESC. 1:100

DETALLE TIPICO DE CONEXION VIGA DE ALMA ABIERTA – POLIN ESPACIAL  
ESC. SIN ESCALA



DETALLE TIPICO DE MACOMBER  
(VIGAS DE ALMA ABIERTA)  
ESC. 1:25



DETALLE TIPICO DE ANCLAJE DE ARMADURAS Y VIGAS A COLUMNAS  
Y UNION ENTRE ELEMENTOS DE LA ARMADURA  
ESC. SIN ESCALA

<b>UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR</b>		
<small>DOCENTES DIRECTORES:</small>  <b>INGRA. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO</b> <b>ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO</b>		
<small>PROYECTO DE TRABAJO DE GRADUACION:</small>  <b>"ESTRUCTURACION, ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE TECHO CON PERFILES METÁLICOS UTILIZANDO EL METODO LRFD"</b>		
<small>PRESENTA:</small>  BR. CARLOS ALBERTO CRUZ ROVIRA BR. PAOLO ROBERTO FIGUEROA CATALAN BR. CARLOS LEONARDO HERNANDEZ CASTILLO		
<small>CONTENIDO:</small>  <b>PLANTA ESTRUCTURAL DE TECHOS Y DETALLES ESTRUCTURALES</b>		
<small>AREA DEL TERRENO:</small> 4,581.22 MT. <sup>2</sup> 6,554.81 VR. <sup>2</sup>	<small>ESCALA:</small> INDICADAS	<small>CORRELATIVO:</small>  <b>004</b>
<small>AREA DE CONSTRUCCION:</small> 1,179.81 MT. <sup>2</sup>	<small>FECHA:</small> MAYO 2012	