



UNIVERSIDAD
DON VASCO, A.C.

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No: 8727-15

a la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

ANÁLISIS Y DISEÑO DE TECHUMBRE EN ACERO PARA CUBRIR CANCHAS DE LA UNIDAD DEPORTIVA BICENTENARIO EN EL MUNICIPIO DE PARACHO, MICH.

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Miguel Alexis Rios Hernández

Asesor: I.C. Sandra Natalia Parra Macías

Uruapan, Michoacán a 03 de mayo del 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

Introducción

Antecedentes.	1
Planteamiento del problema	3
Objetivos	5
Pregunta de investigación	5
Justificación	5
Marco de referencia	6

Capítulo 1. Análisis estructural.

1.1. Concepto de análisis estructural.	8
1.2. Métodos aproximados de análisis.	14
1.3. Acero como material estructural.	15
1.3.1. Desarrollo histórico.	15
1.3.2. Tipos de aceros estructurales modernos.	17
1.4. Componentes y sistemas estructurales.	22
1.5. Armaduras.	26
1.6. Cargas.	28

Capítulo 2. Diseño estructural.

2.1. El proceso del diseño estructural	32
2.2. Diseño de elementos a tensión	37
2.2.1. Selección de perfiles	37
2.2.2. Tipos de perfiles	39
2.2.3. Esfuerzos permisibles a tensión	40
2.3. Diseño de vigas a flexión	42
2.3.1. Diseño de elementos a flexión de acuerdo con las NTC-17	44
2.3.2. Diseño de elementos a flexión de acuerdo con el RCEM	47

2.4. Resistencia de diseño de acuerdo a las NTC-17	48
2.4.1. Inestabilidad por flexión	49
2.5. Diseño de columnas a flexocompresión	49

Capítulo 3. Resumen de macro y micro localización

3.1. Generalidades	53
3.1.1. Objetivo	54
3.1.2. Alcance del proyecto	54
3.2. Resumen ejecutivo	54
3.3. Entorno del lugar	56
3.3.1. Macro y micro localización	56
3.3.2. Geografía regional y de la zona de estudio	58
3.3.3. Hidrología regional y de la zona	58
3.3.4. Uso de suelo en la región y de la zona en estudio	59
3.4. Informe fotográfico	59
3.4.1. Problemática	61
3.4.2. Estado físico actual	62
3.5. Alternativa de solución	62
3.5.1. Planteamiento de la alternativa	63
3.6. Proceso de análisis	63

Capítulo 4. Metodología

4.1. Método empleado	65
4.1.1. Método matemático	66
4.2. Enfoque de la investigación	66
4.2.1. Alcance de la investigación	68
4.3. Diseño de la investigación	69
4.4. Instrumentos de recopilación de datos	69

4.5. Descripción del proceso de investigación	70
---------------------------------------------------------	----

Capítulo 5. Cálculo e interpretación de resultados

5.1. Propuesta en la estructuración de la cubierta	72
5.2. Análisis por viento	77
5.3. Carga viva y carga muerta	86
5.4. Carga por acumulación de granizo	86
5.5. Cálculo de la cubierta para techo (láminas y montenes).	87
5.6. Diseño de armadura principal	94
5.7. Diseño de la armadura secundaria	112
5.8. Diseño de columnas	120
5.9. Diseño de conexiones.	129
5.10. Diseño de la soldadura	139
5.11. Interpretación de resultados	144

Conclusiones	147
-------------------------------	-----

Bibliografía	152
-------------------------------	-----

Anexos.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Desde la antigüedad, el hombre sedentario ha utilizado los metales como principal material en la fabricación de utensilios de caza, de guerra, y los empleados en la agricultura. Aunque el primer metal que el hombre haya utilizado como tal, no fue el hierro sino alguna especie de aleación de cobre, los avances más significativos e importantes en el desarrollo de los metales fueron gracias al empleo del hierro y su ya tan famosa aleación, llamada acero. En la actualidad el hierro y el acero constituyen casi el 95% en tonelaje de los metales más producidos en todo el mundo.

Desde el principio de la Edad de Hierro, alrededor del año 1 000 a.C., el desarrollo de la civilización en la paz y en la guerra ha dependido mucho de lo que el hombre ha sido capaz de crear con el hierro. Con el desarrollo de la civilización el hombre ha tenido la necesidad de crear estructuras que lo protejan, ayuden o que faciliten el desarrollo de la civilización misma.

Una estructura de acero se refiere a un sistema conformado por elementos conectados entre sí, cuya finalidad es soportar cargas externas y transmitir las al suelo mediante un sistema de transmisión de cargas. Los ejemplos más comunes de estructuras son: edificios, puentes y torres.

Una de las principales estructuras que el hombre ha tenido la necesidad de construir son las estructuras que sirvan como estructuras de almacenamiento, estas estructuras fueron evolucionando conservando el mismo objetivo para el cual fueron creadas (dar protección a personas y objetos de los diversos factores externos) hasta convertirse en lo que hoy se conoce como bodegas o naves industriales. Uno de los

componentes más importantes en este tipo de estructuras es la cubierta superior, llamada techumbre, la condición principal de una cubierta ha de ser la estanqueidad, y como todos los cerramientos exteriores, cumplirá todas aquellas funciones genéricas de protección y aislamiento que se califican como básicas en las estructuras.

Los espacios destinados a ser aprovechados por las techumbres en el sentido de la protección de factores externos, pueden ser utilizados para actividades culturales, políticas o sociales. Así mismo, en la actualidad las techumbres son empleadas para la protección de áreas recreativas como canchas deportivas. Al albergar gran cantidad de personas, las convierte en una estructura donde se debe tener especial cuidado a la hora de efectuar el diseño, considerándose en éste, todos los esfuerzos a los que podría estar sujeta la estructura durante su vida útil, haciendo mayor énfasis a los esfuerzos inducidos por el viento.

En el municipio de Paracho de Verduzco, Michoacán, durante la administración del H. Ayuntamiento 2008-2011 encabezada por el Prof. Ramón Medina Elías, se construyó la Unidad Deportiva Bicentenario, albergándose en su interior una serie de canchas de básquetbol que, hasta la actualidad, no cuentan con algún tipo de estructura que protejan a las personas de los diversos factores climatológicos como son las precipitaciones y los rayos solares. Por lo anterior, ha surgido la necesidad de diseñar una techumbre capaz de proteger de todos estos factores y sobre todo con un diseño adecuado para que la estructura tenga un comportamiento adecuado ante las combinaciones de todos los esfuerzos a los que pueda estar sometida.

Por otra parte, en la biblioteca de la Universidad Don Vasco, A.C. no se cuenta con registro de alguna tesis relacionada con el análisis y diseño de techumbres, siendo la tesis más relacionada al tema la del Ing. Juan Eduardo Martínez Alcántar, publicada

en el año de 2013 con el título de: “Propuesta de análisis por granizo de la cubierta de naves industriales en el estado de Michoacán”, que lleva por objetivo principal “Proponer un análisis estructural por granizo para las cubiertas de las naves industriales con el fin de evitar pérdidas tanto materiales como de vidas humanas”, llegando a la conclusión de que efectivamente el granizo desarrolla una carga accidental adicional muy considerable y que, de no tomarse en cuenta en las cubiertas de naves industriales o en techumbres, podría causar un daño estructural o en el caso más desfavorable podría vencerse, provocando tanto pérdidas económicas por los daños causados, como pérdidas invaluable como lo son las vidas humanas.

Así mismo, se cuenta con otra tesis, del Ing. Néstor Alejandro Elías Gutiérrez, publicada en el año de 2014 que lleva por título “Procesos constructivos de techumbre metálica y cancha de fútbol rápido en la ciudad de Uruapan, Michoacán”, la cual tuvo como objetivo general “señalar el proceso constructivo de una techumbre y una cancha de fútbol rápido para un centro de jubilados ubicado en Uruapan, Michoacán” beneficiando a 500 trabajadores jubilados con un espacio para recreo además de disponer con un espacio del cual puedan obtener beneficios económicos de la renta del lugar para algún tipo de evento.

Planteamiento del problema.

Se requiere conocer el diseño último de una techumbre de acero que de fin a la problemática de diversos factores que afectan a la sociedad y que, con este diseño solucione dicha problemática. No obstante, el diseño deberá ser seguro, es decir, que

no ponga en peligro a las personas, para lo cual se realizará un diseño adecuado para determinar los valores de las cargas que puedan afectar a la estructura.

La problemática a estudiar en la Unidad Deportiva Bicentenario del municipio de Paracho de Verduzco, Mich., es la falta de una cubierta que ayude a aprovechar este espacio que se ve limitado por la temporada de lluvias o las lluvias ocasionales que lleguen a cancelar eventos deportivos o culturales realizados en estos espacios, o bien, por oleadas de calor intenso que limiten el uso de estos espacios deportivos, convirtiendo estas canchas en un lugar disponible ante cualquier tipo de clima. Con la habilitación de esta estructura se pretende evitar la renta de otros espacios por parte del H. Ayuntamiento el cual lleva a cabo diversos eventos culturales y deportivos en estos espacios, reduciendo así gastos adicionales de los recursos del municipio.

Así mismo, la comunidad vecina del municipio, "Ahuirán" se vería ampliamente beneficiada, ya que su población dispone de estos espacios para diversos eventos llevados a cabo por la administración local.

La propuesta para la cubierta de las canchas de básquetbol es una techumbre a dos aguas, para la cual es necesario contar con un estudio de mecánica de suelos para conocer la capacidad de carga con que cuenta el terreno el cual en el presente estudio se omitirá, ya que únicamente se diseñará la superestructura con base a los vectores de viento que se manifiestan en esa ubicación.

Objetivos.

Objetivo general:

Diseñar la techumbre de acero que cubra las canchas de la Unidad Deportiva Bicentenario en el municipio de Paracho de Verduzco, Mich., que cumpla con las solicitudes de diseño y que tenga un comportamiento adecuado.

Objetivos particulares:

- 1.- Definir el concepto de análisis estructural.
- 2.- Diseñar una armadura adecuada para soportar las cargas y fuerzas que actuarán sobre la misma.
- 3.- Analizar y comprobar que la estructura es funcional, capaz de garantizar un grado adecuado de seguridad.
- 4.- Proponer el acero estructural a emplearse en la techumbre.
- 5.- Diseñar los distintos elementos para las fuerzas a las cuales serán sometidos.
- 6.- Diseñar las placas de conexión de las columnas, así como las barras de anclaje.

Pregunta de investigación.

¿Cuál es el diseño último de la estructura para resistir las solicitudes a las que será sometida a lo largo de su vida útil?

Justificación.

La problemática que se pretende solucionar beneficiará a gran parte de la población atlética y civil del municipio de Paracho de Verduzco, Mich., ya que se

habilitará un espacio recreativo-deportivo, dichos espacios son muy limitados en número y poco útiles en condiciones de lluvia o días muy soleados. Se podrá proporcionar un lugar seguro y habilitado para poder utilizarlo los 365 días del año, haciendo impermeable esta área ante la lluvia. Generará un ahorro en costos por renta de otros lugares para eventos deportivos, culturales y sociales.

Adicionalmente, el estudio servirá de base para futuras tesis que pretendan abordar el tema o sirva de ayuda para temas similares ya que aborda un tema que es escaso entre las tesis con que dispone la universidad, y podrá servir como fuente de consulta y como marco de referencia para estudios que hayan sido analizados con la edición pasada de las Normas Técnicas Complementarias, ya que en este estudio se pretende emplear las modificaciones y variantes que se han hecho en la última edición de estas normas (NTC-17).

Así mismo, el presente estudio servirá como propuesta y estará disponible para su empleo en alguna futura construcción de la techumbre en el lugar planteado o bien, en algún lugar que cumpla las características con las cuales se basa el diseño de la techumbre.

Marco de referencia.

La ubicación del proyecto a realizar se encuentra en la carretera Paracho-Ahuirán, en el municipio de Paracho, Michoacán. El municipio de Paracho de Verduzco se localiza en la parte centro-oeste de la República Mexicana, al noroeste del estado, entre las coordenadas 19°38'40" latitud norte y 102°03'03" latitud oeste, a una altura de 2,200 msnm. Limita al norte con Cherán y Chilchota, al este con Nahuatzen, al sur con Uruapan y al oeste con Charapan. Se encuentra a una distancia de 158 Km de la

capital del estado. Su superficie es de 244.2 Km² y representa el 0.41% del total del estado. Cuenta con 15, 612 habitantes según el último estudio realizado por INEGI.

Paracho es cabecera municipal y es reconocido por su gran número de artesanos que trabajan en la fabricación de guitarras artesanales (laudería) y otros instrumentos musicales de cuerda.

El municipio cuenta con planteles de educación básica como: preescolares, primarias y secundarias; a nivel medio superior cuenta con el Centro de Capacitación para el Trabajo y Colegios de Bachilleres, con una preparatoria incorporada a la U.M.S.N.H., con un Cbtis y un centro de educación COBAEM; a nivel superior únicamente cuenta con una extensión de la UPN. Cuenta con atención médica por parte del IMSS y el ISSSTE, así mismo, existen clínicas y consultorios particulares.

Paracho cuenta con unidades deportivas, canchas de basquetbol, fútbol, voleibol y béisbol distribuidas en las colonias del municipio. Los servicios básicos con los que cuenta son agua potable, drenaje, energía eléctrica, además cuenta con los servicios de teléfono, internet y correo. La carretera federal número 37 atraviesa el municipio, por lo cual conecta al sur con Uruapan Mich., y al norte con La Piedad Mich., además cuenta con caminos pavimentados y de terracería que comunica a la cabecera municipal con sus localidades pertenecientes. Paracho no cuenta con edificios de gran altitud, edificios como el hotel Santa Fé de cinco niveles son los más altos de la región.

En tanto a la orografía, las principales elevaciones del municipio son los cerros: Paracho, San Marcos, Basilio, Cain Juata, Cocucho, Mari Juata, Quinguitapu, Sinar Juata, San Miguel, Tamapu Juata, Yondima, Paracho Viejo, Cumbuan, La Iglesia Vieja, Tzipan, Pelón y Pelones ubicados entre los 3 340 y los 2 200 msnm.

CAPÍTULO 1

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se definen los conceptos generales relacionados con el análisis estructural para conocer el papel tan importante que desempeña éste dentro de un proceso de diseño. Se abordarán definiciones como: análisis estructural, diseño estructural, determinación del modelo analítico, clasificación de las cargas actuantes en la estructura, elementos estructurales, así como dos de los métodos más importantes y más empleados en la actualidad; método de las rigideces y método de las flexibilidades.

1.1. Concepto de análisis estructural.

El análisis estructural es la determinación de la respuesta estructural, es decir, de los efectos producidos por todas las acciones o combinaciones de acciones de diseño que se producen en una estructura durante su vida útil. Estos efectos se describen en forma de fuerzas internas, esfuerzos, deformaciones y flechas. En el contexto de los diferentes métodos de diseño por estados límite, el análisis hace referencia a la determinación de las diferentes fuerzas internas actuantes en los diferentes elementos que componen una estructura, para posteriormente comparar estas fuerzas con las fuerzas internas resistentes. Lo anterior con la finalidad de determinar si la estructura tiene un grado razonable de seguridad, es decir, se obtiene como producto del análisis, las deformaciones tanto verticales como horizontales, posteriormente se comparan las deformaciones anteriores con los valores que definen estados límite de servicio, de acuerdo con Meli (2017).

De acuerdo con Leet (2006), en la etapa del análisis no se conocen con exactitud las cargas con las que trabajará la estructura, puesto que no se conocen las dimensiones finales de los elementos ni de los detalles arquitectónicos finales del diseño. Utilizando valores estimados en las cargas, el ingeniero debe realizar un análisis de los sistemas estructurales para determinar las fuerzas en las secciones críticas y las deflexiones para cualquier punto que impacte en la funcionalidad de la estructura. El peso final de la estructura no puede determinarse hasta que se dimensionen los elementos con exactitud. “El calculista, sin embargo, sabe por su experiencia con estructuras similares cómo estimar valores de la carga que sean aproximaciones a los valores finales.” (Leet, 2006, p. 6)

El objetivo del análisis estructural según Camba et. al. (1982), es determinar las fuerzas internas y las deflexiones en un punto cualquiera de una estructura. Para el análisis estructural deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones: equilibrio entre fuerzas internas y externas en todos los elementos de la estructura, compatibilidad de deformaciones de todos los elementos estructurales y la relación entre fuerza-desplazamiento.

A) Equilibrio entre fuerzas internas y externas.

La solución correcta de una estructura debe satisfacer las condiciones de equilibrio estático, tanto para la estructura en conjunto como para cada uno de sus elementos. En una estructura tridimensional se deben satisfacer las condiciones de equilibrio:

$$\begin{aligned}\sum F_x &= 0 ; \sum M_x = 0 \\ \sum F_y &= 0 ; \sum M_y = 0\end{aligned}$$

$$\sum F_z = 0 ; \sum M_z = 0$$

Así mismo, una estructura plana (bidimensional) sometida a un sistema de acciones externas estará en equilibrio si las reacciones cumplen con las condiciones de equilibrio:

$$\sum F_x = 0 ; \sum F_y = 0 ; \sum M = 0$$

De esta forma, si se cumplen las condiciones antes mencionadas, bajo la acción del sistema de fuerzas internas y el sistema de reacciones, la estructura estará en equilibrio. Por lo tanto, si la estructura se encuentra en equilibrio, cualquier elemento que se aisle obligatoriamente también lo estará, siendo necesario para que esto se cumpla, que en todos los planos de corte se consideren las acciones internas que la estructura ejerce sobre el elemento estructural que se aisló.

B) Compatibilidad de deformaciones.

Al ejercer un sistema de fuerzas a la estructura, ésta se deformará, pero conservará las condiciones de continuidad iniciales. Así mismo, los desplazamientos últimos de la estructura deberán ser compatibles con las condiciones de deformación de los diferentes tipos de apoyos.

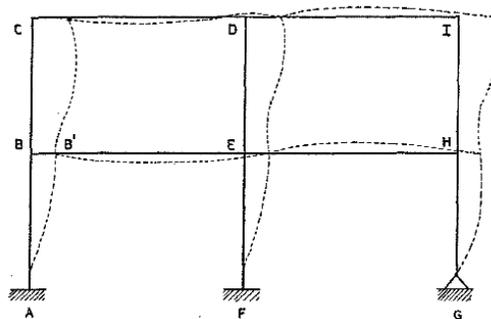


Imagen 1.1. Compatibilidad de deformaciones en una estructura

Fuente: Camba et. al., 1982, p.6.

C) Relación fuerza-desplazamiento.

Para una estructura de geometría definida es necesario conocer la relación que existe entre las diferentes fuerzas y los desplazamientos, esta relación puede ser tanto lineal como no lineal. Generalmente se supone la hipótesis de que la relación fuerza desplazamiento es lineal, por lo que se puede aplicar a las estructuras el principio de superposición.

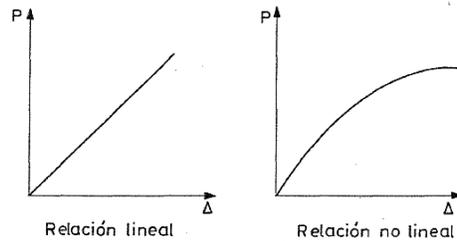


Imagen 1.2. Relación entre fuerza y desplazamiento lineal y no lineal.

Fuente: Camba et. al., 1982, p.6.

El principio establece que los efectos que produce un sistema de fuerzas que actúa en una estructura, son equivalentes a la suma de los efectos producidos por cada una de las fuerzas del sistema actuando independientemente.

Las condiciones que debe cumplir una estructura para que pueda aplicar este principio son:

- Que cumpla con la Ley de Hooke, es decir, que exista una proporcionalidad entre esfuerzo y deformación.
- Que no haya interacción entre efectos debidos a fuerzas axiales y momentos flexionantes (efectos de esbeltez).
- Que las deformaciones sean casi nulas o despreciables, evitando así que afecten al sistema de fuerzas internas y reacciones.

Si la estructura cumple con las condiciones antes mencionadas se trata de una estructura con comportamiento elástico lineal, refiere Camba et. al. (1982).

Debido a la importancia del análisis estructural y para hacer un correcto análisis del comportamiento de una estructura, Leet (2006) señala que es necesario conocer las propiedades y elementos geométricos tales como:

- Área: es la medida con que se mide la superficie de cualquier sección transversal, las unidades de medida son las distancias al cuadrado (m^2 , cm^2 , mm^2 , etc.)
- Momento de inercia: es la propiedad de los elementos estructurales que indica la resistencia al pandeo, esta propiedad depende de la sección transversal del elemento, sus unidades de medida son las distancias cuartas (m^4 , cm^4 , mm^4 , etc.)
- Fuerza: es la acción que produce un elemento sobre otro alterando su estado inicial y provocando reacciones internas que se oponen a las fuerzas externas, se miden en toneladas (ton), kilogramos (Kg), Newtons (Nw), libra (lb), etc.
- Esfuerzo: es la fuerza aplicada en un área, generalmente se utiliza para expresar el efecto producido por una fuerza en una partícula de algún material o para indicar la resistencia de algún material sometido a una carga. Existen diferentes tipos de esfuerzos, tales como:
 - Tensión o tracción: es el esfuerzo aplicado hacia el exterior de un elemento el cual ocasiona un alargamiento en el mismo, así como separación de sus partículas.
 - Compresión: es el esfuerzo aplicado en sentido contrario al esfuerzo de tensión ocasionando un aplastamiento en un elemento, así como la aproximación de sus partículas.

- Cortante: es el esfuerzo aplicado en forma perpendicular al elemento, provoca que las partículas se deslicen unas sobre otras provocando una fractura en el elemento.
 - Flexión: es un esfuerzo producto de la combinación de compresión y tensión provocando que una pared del elemento se alargue y otra pared se acorte provocando que el elemento tome una forma cóncava.
 - Torsión: son los esfuerzos que provocan que el elemento rote sobre su eje central.
- Momento: es el producto de una fuerza y una longitud, provoca que el elemento gire sobre un punto de apoyo, las unidades de medición son tonelada metro ($\text{ton}\cdot\text{m}$), kilogramo centímetro ($\text{kg}\cdot\text{cm}$), etc.
 - Desplazamiento: es el cambio en la posición inicial de un elemento respecto a un punto de referencia, las unidades de medición más comunes son los metros (m), centímetros(cm), milímetros (mm), etc.
 - Deformación: es la variación en la longitud o forma de un elemento debido a los esfuerzos aplicados sobre el mismo, las unidades de medición más comunes son los metros (m), centímetros (cm), milímetros (mm), etc.
 - Reacción: es la respuesta de un elemento en sentido contrario de alguna fuerza aplicada sobre éste.
 - Elemento mecánico: es todo aquel elemento que genera un esfuerzo en un elemento estructural, este elemento debe estar diseñado para resistir y transmitir las reacciones producidas por los esfuerzos mismos.

- Rigidez: es la propiedad de un elemento a oponerse a ser deformado, sus unidades de medición más convencionales son kilogramo sobre centímetro (kg/cm), newton sobre metro (N/m), libra sobre pulgada (lb/in). Es representada por la letra K ($K=F/D$)
- Esbeltez: es la relación directa entre longitud y sección transversal de un elemento estructural.
- Grado de libertad: es el número mínimo de datos necesarios para determinar la velocidad de un mecanismo o número de reacciones de una estructura.
- Módulo de elasticidad: es una propiedad particular de cada material que indica la relación entre los esfuerzos aplicados y la deformación producida.

1.2. Métodos aproximados de análisis.

Los métodos aproximados son utilizados en diseños preliminares y para efecto de comprobaciones rápidas de resultados de otros métodos más refinados. Los métodos de análisis para estructuras se basan en el cumplimiento de dos requisitos: los de equilibrio de fuerzas y los de compatibilidad de deformaciones. Debe existir un equilibrio entre las fuerzas externas actuantes en la estructura y las reacciones en los apoyos de las mismas. Además, debe existir un equilibrio local en relación a los elementos aislados o de sus secciones, entre las fuerzas externas y las fuerzas internas aplicadas en fracciones aisladas de la estructura. Los requisitos de equilibrio no dependen de las propiedades mecánicas de los materiales, mientras que los de compatibilidad indican la suposición de leyes esfuerzo-deformación de los materiales antes mencionados.

En estructuras isostáticas, las condiciones de equilibrio son suficientes para definir las reacciones y fuerzas internas, además para la resolución del análisis. Por lo contrario, en estructuras hiperestáticas el número de ecuaciones de equilibrio que pueden establecerse es menor al número de incógnitas contenidas en las ecuaciones mismas, por lo tanto, “la solución del análisis requiere plantear cierto número de ecuaciones adicionales basadas en la compatibilidad de deformaciones para que el problema se vuelva determinado.” (Meli, 2017, p. 368)

1.3. Acero como material estructural.

1.3.1. Desarrollo histórico.

De acuerdo con McCormack (2012), el primer metal utilizado por el hombre no fue el acero, sino alguna especie de aleación de cobre, los avances más significativos e importantes en el desarrollo de los metales fueron gracias al empleo del hierro y su ya tan famosa aleación, llamada acero. El término acero se usa comúnmente para denominar, en ingeniería metalúrgica, a una mezcla de hierro con una cantidad de carbono variable entre el 0,008 % y el 2,11 % en masa de su composición, dependiendo del grado. Actualmente el hierro y el acero comprenden casi el 95% en tonelaje de todos los metales producidos en el mundo.

Según la teoría clásica sobre la primera producción de hierro en el mundo, señala que una vez hubo un gran incendio forestal en el Monte Ida en la antigua Troya (actual Turquía) cerca del Mar Egeo. Supuestamente, el terreno era muy rico en contenido ferroso y el calor del fuego produjo una forma primitiva de hierro a la que se le pudo dar diversas formas, al forjarlo. Por otro lado, muchos historiadores creen que el hombre aprendió a usar primero el hierro producto de los meteoritos que impactaban

la Tierra. A menudo, el hierro de los meteoritos está combinado con níquel, haciéndolo un metal más duro. Posiblemente los primeros pobladores del planeta forjaron este material para convertirlo en armas y herramientas primitivas que facilitaron su vida cotidiana, según McCormack (2012).

Partiendo de lo dicho por Frederick et. al. (1997) y por McCormack (2012), el primer uso del metal para una estructura fue la construcción del puente Coalbrookdale en forma de arco, con 100 pies de claro sobre el Río Savern elaborado con hierro colado fue en 1779 en Shropshire, Inglaterra, y que actualmente sigue estando en pie, aparentemente este hierro era cuatro veces más fuerte que la piedra y treinta veces más que la madera. Esta estructura significó en su época un gran avance en la ingeniería, ya que revolucionó la construcción al introducir el metal como material estructural, y que a su vez este avance fue un gran riesgo, ya que su falla era frágil, es decir, no presentaba deformaciones antes de su ruptura. Muchos otros puentes de hierro colado se construyeron en las décadas siguientes, pero después de 1840 el hierro dulce (más maleable) comenzó a reemplazar al hierro colado haciendo las estructuras más dúctiles.

El acero es uno de los materiales estructurales más importantes, entre sus propiedades de particular importancia en el uso como material estructural, están la alta resistencia y la ductilidad. Otras ventajas importantes en el uso del acero son su amplia disponibilidad y durabilidad, particularmente con una modesta cantidad de protección contra el intemperismo, según Bowles (1993).

El acero se produce por la refinación del mineral de hierro y metales de desecho, junto con agentes fundentes apropiados, coke (para el carbono) y oxígeno, en hornos a alta temperatura, para producir grandes masas de hierro llamadas arrabio de primera

fusión. Según el uso que se le dé, el arrabio se refina aún más para remover el exceso de carbono y otras impurezas y/o se alea con otros metales como cobre, níquel, cromo, manganeso, molibdeno, fósforo, sílice, azufre, titanio, columbio, y vanadio, para producir las características deseadas de resistencia, ductilidad, soldadura y resistencia a la corrosión, señala Bowles (1993).

1.3.2. Tipos de aceros estructurales modernos.

McCormack (2012) indica que actualmente existen una gran cantidad de aceros estructurales clasificados por la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM por sus siglas en inglés) e incluidos en la especificación AISC (Instituto Americano de la Construcción en Acero por sus siglas en inglés). Clasificándolos como sigue:

- Aceros al carbono:

Estos aceros tienen como principales elementos de resistencias al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono tienen sus contenidos limitados a los siguientes porcentajes máximos: 1.7% de carbono, 1.65% de manganeso, 0.60% de silicio y 0.60% de cobre. Estos aceros se dividen en cuatro categorías, dependiendo del porcentaje de carbono:

1. Acero de bajo contenido de carbono, menor a 0.15%.
2. Acero dulce, entre 0.15 a 0.29%. (Los aceros estructurales al carbono quedan dentro de esta categoría).
3. Acero medio al carbono, entre 0.30 a 0.59%.
4. Acero con alto contenido de carbono, entre 0.60 a 1.70%.

- Aceros de alta resistencia y baja aleación:

Existe un gran número de aceros de este tipo clasificados por la ASTM. Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno a más agentes de aleación como el cromo, vanadio, cromo, silicio, cobre y níquel. Se incluyen aceros con esfuerzos de fluencia comprendidos entre 40 klb/plg² y 70 klb/plg². Estos aceros generalmente tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono. El término baja aleación se usa arbitrariamente para describir aceros en los que el total de elementos de aleación no excede el 5% de la composición total del acero.

- Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica:

Cuando los aceros se alean con pequeños porcentajes de cobre, se vuelven más resistentes a la corrosión. Cuando se exponen a la atmósfera, las superficies de estos aceros se oxidan y se les forma una película adhesiva muy comprimida (conocida también como “pátina bien adherida” o “capa de óxido”), que impide una mayor oxidación y se elimina así la necesidad de pintarlos. Después de que ocurre este fenómeno (en un periodo de 18 meses a 3 años, depende del tipo de exposición, por ejemplo, rural, industrial, luz solar directa o indirecta, etc.), el acero adquiere un color que va del rojo oscuro al café y al negro.

Supuestamente, el primer acero de este tipo lo desarrolló en 1933 la U. S. Steel Corporation para darle resistencia a los carros de ferrocarril, que transportaban carbón y en los que la corrosión era muy intensa. Estos aceros tienen gran aplicación, particularmente en estructuras con miembros expuestos y difíciles de pintar como puentes, torres de transmisión eléctrica, etc. Sin embargo, no son apropiados para usarse en lugares donde queden expuestos a brisas marinas, nieblas o que estén

continuamente sumergidos en agua (dulce o salada) o el suelo, o donde existan humos industriales muy corrosivos. Tampoco son adecuados en áreas muy secas, como en algunas partes del oeste de Estados Unidos. Para que a estos aceros se les forme la pátina, deben estar sujetos a ciclos de humedad y resequedad, de otra manera seguirán teniendo la apariencia de acero sin pintar.

- Aceros templados y revenidos.

Este tipo de acero cuenta con un mayor número de aleantes a diferencia del acero al carbono, por lo que se usa un tratamiento térmico para darle su dureza, este tipo de acero cuenta con un límite de fluencia entre 80,000 y 110,000 lb/plg², para lograr lo anterior, el acero se calienta aproximadamente a los 1650°F y posteriormente se enfría bruscamente en aceite hasta llegar a 300 o 400°F, después se vuelve a calentar hasta llegar a los 1150°F y posteriormente se vuelve a enfriar, para que de esta manera se altere la estructura química de las moléculas del acero y fijarlas al enfriarlas bruscamente dándole así, su dureza.

Sin embargo, mediante este proceso el acero no tiene bien definido su límite de fluencia en comparación con los otros aceros, por lo que su límite de fluencia está dado en función al esfuerzo asociado a una deformación del 0.2%.

- Aceros de alta resistencia:

Existen otros grupos de aceros de alta resistencia como los de ultra-alta-resistencia que tienen fluencias de entre 160 klb/plg² y 300 klb/plg². Estos aceros no se han incluido en el Manual del Acero porque la ASTM no les ha asignado un número de clasificación. Actualmente existen en el mercado más de 200 aceros con esfuerzos de fluencia mayores de 36 klb/plg². La industria del acero está experimentando ahora con aceros cuyos esfuerzos de fluencia varían entre 200 klb/plg² y 300 klb/plg², y esto

es sólo el principio. Mucha gente de esta industria cree que en unos cuantos años se dispondrá de aceros con fluencias de 500 klb/plg². La fuerza teórica de unión entre los átomos de hierro se ha estimado en más de 4 000 klb/plg².

Entre los factores adicionales que pueden conducir al uso de los aceros de alta resistencia se cuentan los siguientes:

1. Alta resistencia a la corrosión.
2. Posibles ahorros en los costos de transporte, montaje y cimentaciones debido al menor peso.
3. Uso de vigas de menor peralte, que permite reducir el espesor de los pisos.
4. Posibles ahorros en la protección contra el fuego porque pueden usarse elementos más pequeños.

En la tabla 1.1. se muestra la clasificación de los aceros estructurales de acuerdo con las NTCMX-17, la cual se encuentra a continuación:

Norma			Propiedades Mecánicas			
			F _y ⁽³⁾		F _u ⁽⁴⁾	
Aceros al Carbono						
NMX ⁽¹⁾	ASTM ⁽²⁾	Grado (Gr.)	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
B-254	A36	B	250	2,530	400	4,080
B-177			240	2,460	415	4,220
B-199	A500	B	290	2,955	400	4,080
			315	3,235	400	4,080
			315	3,235	425	4,360
B-200	A501	C	345	3,515	425	4,360
			A	250	2,530	400
B-099 ⁽⁷⁾	A529	B	345	3,515	485	4,920
			50	345	3,515	450
		55	380	3,865	485	4,920
Aceros de Alta Resistencia y Baja Aleación						
B-284	A572	42	290	2,955	415	4,220
		50	345	3,515	450	4,570
		55	380	3,865	485	4,920
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
	A913	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	515	5,275
		65	450	4,570	550	5,625
		70	485	4,920	620	6,330
	A992		345	3,515	450	4,570
- B-248 B-248	A1008 ⁽⁸⁾ A1011 ⁽⁸⁾ A1018 ⁽⁸⁾	50	345	3,515	415	4,220
		60	415	4,220	485	4,920
		70	485	4,920	550	5,625
		80	550	5,625	620	6,330
Aceros de Alta Resistencia Resistentes a la Corrosión						
	A618	I y II	345	3,515	485	4,920
		III	345	3,515	450	4,570
B-282	A242		290	2,955	435	4,430
			315	3,235	460	4,710
			345	3,515	485	4,920
	A588 ⁽⁵⁾		345	3,515	485	4,920
B-277	A606 ⁽⁶⁾		345	3,515	485	4,920
			A847	345	3,515	485
Aceros con Templado y Revenido						
	A514		620	6,330	690	7,030
			690	7,030	760	7,735
	A678 ⁽⁸⁾		345	3,515	485	4,920
	A852 ⁽⁸⁾		485	4,920	620	6,330

Notas:
⁽¹⁾ Norma Mexicana
⁽²⁾ American Society for Testing and Materials
⁽³⁾ Valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia
⁽⁴⁾ Valor mínimo garantizado del esfuerzo último
⁽⁵⁾ Para perfiles estructurales, placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material
⁽⁶⁾ Estos aceros generalmente se ocupan para fabricar perfiles laminados en frío.
⁽⁷⁾ La NMX no ha actualizado recientemente esta norma
⁽⁸⁾ La ASTM ha discontinuado recientemente esta norma

Tabla 1.1. Tabla de esfuerzos de los diferentes aceros estructurales.

Fuente: Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, 2017, p. 128.

1.4. Componentes y sistemas estructurales.

Todos los sistemas estructurales están conformados por componentes. Según McCormack (2011) y Leet (2006), los principales componentes en una estructura son los siguientes:

- Tirantes o tendones: son los elementos que únicamente están sometidos a fuerzas axiales de tensión. La carga en estos elementos se aplica sólo en los extremos, este tipo de elementos no resiste fuerzas generadas por flexión.
“Cuando los miembros se construyen con materiales de alta resistencia, por ejemplo, aceros de aleación, incluso los miembros con secciones transversales pequeñas tienen la capacidad de soportar cargas grandes.” (Leet, 2006, p. 11)

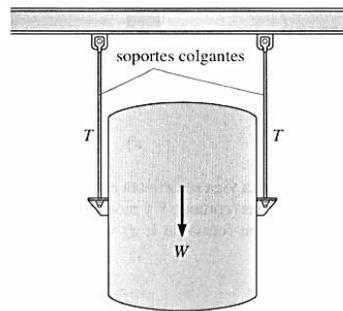


Imagen 1.3. Tanque de almacenamiento de químicos soportado por dos barras colgantes que transmiten fuerzas de tensión.

Fuente: Leet, 2006, p.11.

De acuerdo con Leet (2006) una característica negativa es que los elementos con secciones transversales pequeñas son muy flexibles y vibran con facilidad ante cargas en movimiento. Para reducir esta tendencia a la vibración los reglamentos especifican que ciertos tipos de miembros sometidos a tensión tengan una cantidad mínima de rigidez flexionante al asignar un límite superior en su relación de esbeltez l/r , donde l es la longitud del elemento y r es el radio

de giro. Por definición, $r = \sqrt{I/A}$, donde I es el momento de inercia del elemento y A es el área de la sección transversal. Si la carga varía en sentido repentidamente (una condición provocada por viento o por sismo), un miembro sujeto a tensión se pandeará antes de que pueda generar una resistencia a la carga.

- Puntales: son los elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión. Al igual que los tirantes, las fuerzas se aplican sólo en los extremos y no es capaz de resistir fuerzas generadas por flexión.
- Vigas y trabes: son aquellos elementos que principalmente trabajan ante fuerzas flexionantes. Por lo general son elementos verticales sometidos a fuerzas de gravedad, aunque existen excepciones como vigas inclinadas. Las vigas son elementos delgados cargados perpendicularmente respecto a su eje longitudinal (imagen 1.4. a).

Cuando la carga se aplica, la viga o trabe se flexiona y se deflece en forma de una ligera curva. En cualquier sección de una viga se desarrollan fuerzas internas de cortante V y momentos flexionantes internos M (imagen 1.4 b), excepto en vigas muy cargadas donde los puntos de apoyo están relativamente muy cerca uno de otro, resultando los esfuerzos cortantes t producidos por V muy pequeños, pero los esfuerzos normales longitudinales producidos por M muy grandes. Si la viga tiene un comportamiento elástico, los esfuerzos normales generados por la flexión en una sección transversal varían linealmente a partir de un eje horizontal ubicado en el centroide de la sección. Los esfuerzos producidos por la flexión son directamente proporcionales al momento, y varían

en cuanto a magnitud a lo largo de todo el eje de la viga. Las vigas con poco peralte son ineficientes para transmitir carga debido a que, el brazo de palanca entre las fuerzas de C y T que generan el par interno es pequeño. Con el fin de incrementar el brazo de palanca antes mencionado, se recurre frecuentemente a retirar el material del centro de la sección transversal y se concentra en las superficies superior e inferior produciéndose así, una sección en forma de I (imagen 1.4. c y d), menciona Leet (2006).

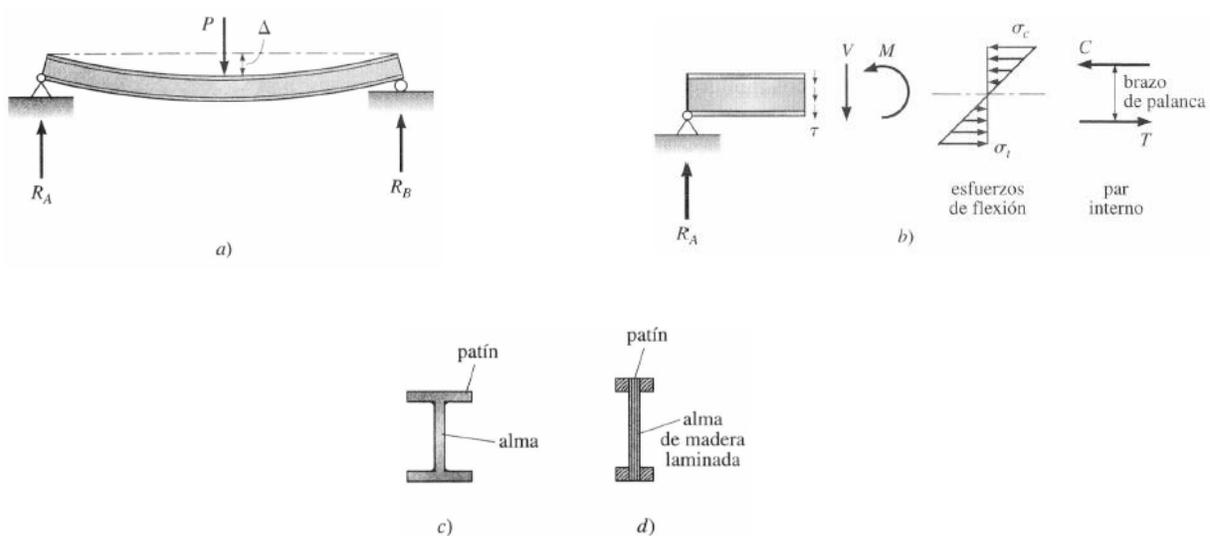


Imagen 1.4. a) Viga flexionada en forma de curva, b) Fuerzas internas (V y M), c) y d) Secciones I

Fuente: Leet, 2006, p.11.

- Columnas: son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión y también son sometidos a fuerzas de flexión, Generalmente estos elementos son colocados verticalmente, aunque puede haber excepciones al ser colocados con alguna inclinación. Las columnas transfieren carga bajo esfuerzo directo de manera eficiente. “Las secciones transversales tubulares y

de ala ancha se suelen utilizar para columnas de metal, y las secciones transversales circulares y cuadradas, con varillas de refuerzo, se utilizan para columnas de concreto.” (Hibbeler, 2012, p. 6)

La capacidad de un elemento en compresión está en función de su relación de esbeltez l/r . Si l/r es muy grande significa que el elemento es largo y podrá fallar por pandeo cuando los esfuerzos inducidos sean muy pequeños. Por otro lado, si l/r es pequeño significa que el elemento es corto. Puesto que los elementos cortos fallan al exceder su resistencia (por aplastamiento o por fluencia), su capacidad para soportar cargas axiales es alta. La capacidad de una columna también depende de las restricciones en sus extremos, por ejemplo, una columna en voladizo esbelta (imagen 1.5. b) soportará una cuarta parte de una carga aplicada a su eje en comparación con una columna con doble empotramiento en sus extremos (imagen 1.5. c), sostiene Leet (2006).

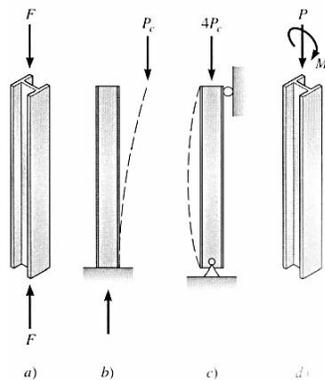


Imagen 1.5. a) Columna cargada axialmente, b) Columna en voladizo con carga de pandeo P_c , c) Columna doblemente articulada con carga de pandeo $4P_c$, d) Viga-Columna.

Fuente: Leet, 2006, p.11.

- Diafragmas: componentes estructurales que son placas planas. Este tipo de elementos se caracterizan por tener una gran rigidez en su plano, Comúnmente

estos elementos son utilizados en pisos y muros cortantes. Los diafragmas suelen salvar claros entre vigas o columnas rigidizando los marcos en una estructura.

1.5. Armaduras.

Según McCormack (2011), las armaduras son un tipo especial de marco estructural, está compuesta en su totalidad por tirantes y puntales. Es decir, todos sus elementos están conectados para trabajar únicamente ante fuerzas axiales (tensión y compresión). Por lo general, las cargas externas se aplican sobre los nodos de la armadura y no directamente sobre sus componentes ya que las cargas podrían causar flexión en las componentes, propósito para el cual las armaduras no están diseñadas. “Si estas armaduras se cargan únicamente en las juntas, se desarrollan esfuerzos directos en todas las barras; así es como el material se utiliza con una eficiencia óptima.” (Leet, 2006, p. 12)

Generalmente las barras de las armaduras se arman siguiendo patrones triangulares, que es la configuración geométrica estable más simple. Durante el siglo XIX era común que las armaduras llevaran el nombre del calculista que establecía su propia configuración de barras.

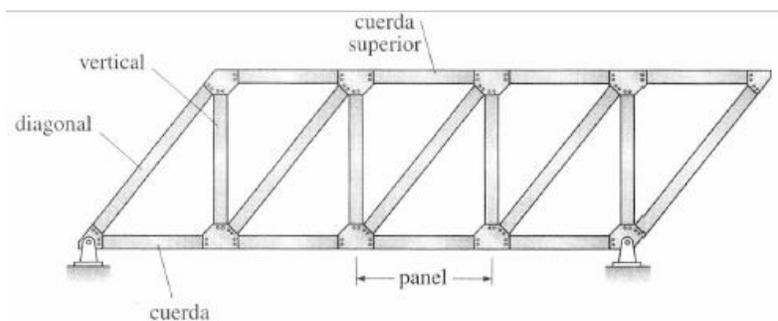


Imagen 1.6. Arreglo triangular de elementos para formar una armadura.

Fuente: Leet, 2006, p.13.

El comportamiento de una armadura es parecido al comportamiento de una viga en la que el alma sólida se reemplaza por una serie de barras verticales y diagonales. Al eliminar la parte sólida el diseñador reduce el peso muerto de la armadura. Al ser las armaduras más ligeras en comparación con las vigas, las hace más fáciles de montarlas. Aunque en la mayoría de las armaduras, las juntas de sus componentes se hacen soldando o sujetando con pernos los extremos de sus barras a una placa de conexión, o escuadra de refuerzo (imagen 1.7. a), un análisis en base a la hipótesis de juntas articuladas (que no permita la fricción) determina un resultado aceptable. Las armaduras tienen gran rigidez en su propio plano, pese a lo anterior las armaduras poseen gran flexibilidad al ser cargadas perpendicularmente respecto a su plano. Por esta razón las cuerdas que están en compresión deben estabilizarse y alinearse por medio de un arriostramiento transversal (imagen 1.7. b), indica Leet (2006).

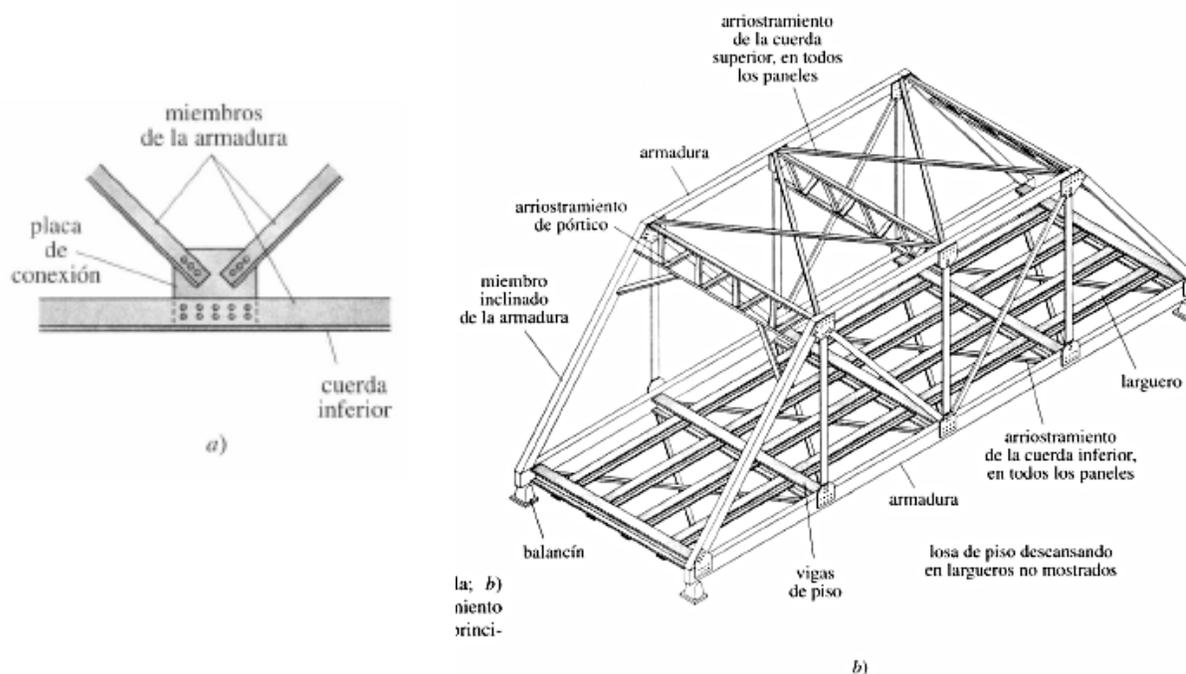


Imagen 1. 7. a) Detalle de junta atornillada, b) Puente de armadura que muestra el arriostramiento necesario para estabilizar las dos armaduras principales.

Fuente: Leet, 2006, p.14.

1.6. Cargas.

Una vez que se han definido los requisitos dimensionales para partir con el análisis de una estructura, es necesario determinar las cargas que debe soportar una estructura. La suposición de las diferentes cargas que se estiman afectarán a una estructura suele proporcionar el tipo básico de estructura que se propondrá para el diseño.

Una vez determinada la forma estructural, el diseño comienza con los elementos que están sujetos a las cargas primarias que deberá soportar la estructura en estudio y procede en orden secuencial pasando por todos los elementos de apoyo hasta llegar a la cimentación. La carga de diseño de una estructura esta especificada en códigos, el ingeniero estructurista trabaja con dos códigos: los códigos generales de construcción y los códigos de diseño.

Los códigos generales de construcción especifican los requisitos de los organismos gubernamentales para las cargas mínimas de diseño y las normas mínimas de construcción. Los códigos de diseño aportan normas técnicas detalladas y se usan para establecer los requisitos en el diseño real de una estructura. En la tabla 1.2. se indican algunos de los códigos más importantes que aplican en la práctica, sin embargo, se debe recordar que los códigos sólo proporcionan una guía general para el diseño, por lo que la responsabilidad de diseño recae en el ingeniero estructurista, señala Hibbeler (2012).

Códigos de construcción generales (en Estados Unidos)

Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10 (Cargas de diseño mínimas para edificios y otras estructuras, ASCE/SEI 7-10), American Society of Civil Engineers.
International Building Code (Código internacional de construcción).

Códigos de Diseño

Building Code Requirements for Reinforced Concrete (Códigos de requerimientos de construcción para concreto reforzado), Am. Conc. Inst. (ACI).
Manual of Steel Construction (Manual de construcción en acero), American Institute of Steel Construction (AISC).
Standard Specifications for Highway Bridges (Especificaciones estándar para puentes carreteros), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
National Design Specifications for Wood Construction (Especificación nacional de diseño para la construcción en madera), American Forest and Paper Association (AFPA).
Manual for Railway Engineering (Manual de ingeniería ferroviaria), American Railway Engineering Association (AREA).

Tabla 1.2. Códigos de construcción más usuales.

Fuente: Hibbeler, 2012, p. 9.

Según McCormack (2011), para un ingeniero en estructuras la labor más difícil es calcular las cargas a las que se encontrará sometida una estructura durante su vida útil, sin despreciar carga alguna a la que pueda estar sometida la estructura, posteriormente el ingeniero debe ser capaz de determinar la combinación de acciones más desfavorable a la que pueda estar sujeta la estructura.

Las cargas más importantes que deben considerarse en el análisis son las siguientes:

A) Carga muerta.

La carga muerta es el peso propio de la estructura y de todas sus componentes (pisos, techos, ductos, etc.). La carga muerta debe usarse en los cálculos para los dimensionamientos de la estructura, la carga muerta debe ser aproximadamente igual a la estimación inicial de la estructura.

Material de construcción	Peso unitario	Material de construcción	Peso unitario
Concreto reforzado	150 lb/pie ²	Piso doble de madera, 2 × 2@ 16 plg	7 lb/pie ²
Loseta para plafón acústico	1 lb/pie ²	Loseta de linóleo o asfalto	1 lb/pie ²
Plafón colgante	2 lb/pie ²	Piso de madera dura ($\frac{7}{8}$ plg)	4 lb/pie ²
Yeso sobre concreto	5 lb/pie ²	Cubierta de 1 plg de cemento sobre concreto	32 lb/pie ²
Tejas de asfalto	2 lb/pie ²	Subdivisiones de acero móviles	4 lb/pie ²
Techado de tres capas	1 lb/pie ²	Montantes de madera con una capa de $\frac{1}{2}$ plg de yeso	8 lb/pie ²
Ductos mecánicos	4 lb/pie ²	Hiladas de 4 plg de ladrillo de arcilla	39 lb/pie ²

Tabla 1.3. Peso de algunos materiales comunes de la construcción.

Fuente: Leet, 2006, p. 21.

Partiendo con lo dicho por Hibbeler (2012), en algunos casos una carga muerta puede estimarse en base a fórmulas sencillas, o bien puede realizarse por un estimado en base a la experiencia. Según Meli (2017), El cálculo de la carga muerta en general es muy sencillo debido a que solo depende de los volúmenes de los distintos elementos de la construcción multiplicados por los pesos volumétricos de los materiales. “En su mayoría las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).” (Meli, 2017, p. 128)

B) Cargas vivas.

Según Leet (2006) las cargas vivas son aquellas que pueden actuar sobre la estructura incluyendo personas, muebles, maquinas, entre otras cosas. La carga viva varía de acuerdo a su función esta carga puede cambiar si el edificio llegara a cambiar de función.

Las cargas vivas utilizadas durante el análisis y diseño de una estructura son solamente una condición de operación que fuera lo suficientemente desfavorable para que la probabilidad de que se presente casos en los que las condiciones a las que se encuentre sometida la estructura sean más desfavorables sean demasiado pequeñas.

Uso del área	Carga viva	Uso del área	Carga viva
Salas de reunión	100 lb/pie ²	Salones de clase en escuelas	40 lb/pie ²
Salones de baile	100 lb/pie ²	Corredores en pisos superiores de escuelas	80 lb/pie ²
Salas de lectura en bibliotecas	60 lb/pie ²	Escaleras y salidas de emergencia	100 lb/pie ²
Cuartos de almacenaje de libros en bibliotecas	150 lb/pie ²	Bodegas de almacenamiento pesado	250 lb/pie ²
Manufactura ligera	125 lb/pie ²	Tiendas de menudeo, planta baja	100 lb/pie ²
Oficinas en edificios de oficinas	50 lb/pie ²	Tiendas de menudeo, pisos superiores	75 lb/pie ²
Áreas habitacionales	40 lb/pie ²	Pasillos y plataformas elevadas	60 lb/pie ²

Tabla 1.4. Algunas cargas vivas uniformemente distribuidas

Fuente: Leet, 2006, p.22.

Las cargas vivas son consideradas de diferentes magnitudes dependiendo del propósito o uso que se le dará a la misma y a la combinación de cargas a la que se revisará esta, las cuales son:

- Para considerar la carga viva junto con cargas permanentes, se utiliza la carga viva máxima, por lo que se puede decir que se utiliza la máxima intensidad que la carga viva pueda llegar a tener durante la vida útil de la estructura.
- Para obtener resultados a largo plazo como son deformaciones de la estructura o hundimientos de la misma, se utiliza la carga viva media que es considerada como el promedio de las cargas vivas que tendrá a lo largo de su vida útil.
- Para analizar la carga viva con una carga accidental se considera la carga viva instantánea, que se refiere a la magnitud que pueda alcanzar la carga viva en un instante determinado.
- En los casos en los que las cargas gravitacionales favorecen a la estructura, como en el caso de flotación o volteo la carga viva se tomará en cuenta como la mínima posible que pueda llegar tener la estructura y como existe una alta probabilidad de que esta carga llegue a ser nula se considera que esta debe de tomarse como cero, mientras que los otros tres valores de la carga (carga viva instantánea, carga viva media y carga viva máxima) serán variables aleatorias.

CAPÍTULO 2

DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se menciona el concepto de diseño estructural, además se presentan algunos de los comportamientos más comunes de los elementos de una techumbre. Se abordará de manera teórica los diferentes diseños para ciertos comportamientos que se presentan en los elementos estructurales.

2.1. El proceso del diseño estructural.

Según Meli (2017), el diseño estructural es un proceso mediante el cual se definen las características de un sistema estructural de manera que dicho sistema cumpla con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las cuales estará sometido sin colapsarse o tener un comportamiento inapropiado. Se dice que el proceso de diseño es considerado como un proceso creativo ya que un buen diseño depende esencialmente de la elección del sistema estructural más idóneo o más acertado para absorber los efectos provocados por las acciones exteriores a las que estará sujeta la estructura. Esta etapa consiste en determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura.

Partiendo de lo dicho por Bowles (1993), el diseño estructural requiere del razonamiento de la aplicación de los criterios propios de cada ingeniero para producir un sistema estructural que satisfaga las necesidades del cliente, posteriormente este sistema estructural se incorpora a un modelo matemático a fin de determinar las fuerzas en los diferentes miembros. Como el modelo matemático nunca representa con exactitud a la estructura real, el criterio del ingeniero vuelve a representar un papel

fundamental para evaluar la validez del análisis a fin de poder aplicar las tolerancias necesarias para reducir las incertidumbres generadas durante el proceso de análisis y diseño.

Con base en las propiedades de cada material, la función que tienen que cumplir y las consideraciones tanto ambientales como estéticas, se hacen las modificaciones geométricas necesarias el número de veces que se requiera en el análisis del modelo para posteriormente volver a analizar el sistema con las modificaciones hechas hasta obtener una solución que consiste en la obtención de un equilibrio entre la selección de los materiales, la respuesta de los elementos ante las cargas consideradas, la economía y las necesidades del cliente. “Los cálculos y comprobaciones posteriores basados en la teoría del diseño estructural sirven para definir en detalle las características de la estructura y para confirmar o rechazar la viabilidad del sistema propuesto.” (Meli, 2017, p. 21)

Meli (2017), menciona que puede lograrse que una estructura mal ideada cumpla con los requisitos de estabilidad, pero puede ser una solución antieconómica o anti funcional. La posibilidad de intuir un sistema estructural eficiente es el resultado de la asimilación de conocimientos teóricos y de la experiencia adquirida en el diseño, así como en la observación del comportamiento de las estructuras. A lo anterior se le conoce como buen criterio estructural, el cual no solamente se basa en la intuición y en la experiencia recaudada en la práctica también se basa en sólidos conocimientos teóricos.

Cualquier intento de una clasificación del método de diseño resulta arbitrario, es decir, cada ingeniero puede clasificarlo de una manera diferente basándose en sus propios criterios. Sin embargo, resulta bastante útil conocer tres aspectos

fundamentales para comprender su esencia: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

A) Estructuración: En esta etapa del proceso se determinan los materiales que se pretenden emplear en la estructura, sus dimensiones y las características más esenciales. Recordando lo dicho en párrafos anteriores, esta etapa es una parte muy importante dentro del proceso, ya que de la correcta elección del sistema estructural depende entre otros aspectos la bondad de los resultados y es en esta etapa donde el criterio y la creatividad de cada ingeniero juega un papel importante en el diseño.

B) Análisis: Se denomina análisis a las actividades que llevan a la determinación de la respuesta generada por la estructura sometida ante las diferentes cargas externas a la misma. En otras palabras, se trata de determinar los efectos producidos por las cargas que puedan afectar a la estructura durante su periodo de vida útil. Para esta determinación se requiere lo siguiente:

- Modelar la estructura. Es decir, idealizar la estructura real mediante un modelo teórico factible capaz de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. En la modelación además debe incluirse la definición de las diversas propiedades de los elementos que forman la estructura como tal. Esto implica la recolección de datos como las propiedades elásticas de los materiales y las propiedades geométricas de las diferentes secciones. Los valores obtenidos en etapas anteriores pueden irse modificando de manera que puedan irse refinando a medida que se obtienen los resultados del análisis.
- Determinar las acciones de diseño. Generalmente las cargas y otros agentes que puedan generar esfuerzos en la estructura están definidos en los diferentes códigos de construcción y obligatoriamente el proyectista debe regirse por estos

códigos. Es muy frecuente que en algunos casos el proyectista deba establecer un valor de diseño para una determinada carga, quedando a su responsabilidad. Cabe destacar que en esta etapa se suelen generar grandes incertidumbres y, además puede llegarse a cometer graves errores que afectan directamente a la precisión de resultados en etapas posteriores.

- Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido. Esta etapa corresponde al análisis propiamente dicho y es donde se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes, de torsión, fuerza axial; compresión y tensión, además de las flechas y deformaciones de la estructura. La teoría supone métodos de análisis un comportamiento elástico lineal.

C) Dimensionamiento. Esta etapa corresponde a la definición en detalle de la estructura y además se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptado. En esta etapa se realizan planos y especificaciones de construcción de la estructura y de cada una de sus partes. En esta etapa se emplean uno o más códigos que rigen el diseño de la estructura en cuestión.

Según Meli (2017), el haber distinguido en el proceso de diseño tres aspectos que nos indican una secuencia lógica, nos indica que para el diseño se sigue un proceso unidireccional, que como primer paso se imagina una estructura, luego se analiza la estructura en cuestión y finalmente se dimensiona. El proceso real indica pasar varias veces por cada etapa a medida que la estructura evoluciona hacia su forma final. El análisis de la secuencia temporal con que se realiza el diseño permite distinguir las siguientes clases:

1) Planteamiento de soluciones preliminares. Se requiere primeramente un listado de las funciones con que debe cumplir la estructura y de las restricciones que impone el entorno físico y de las que fijan otros aspectos del proyecto. De una evaluación cualitativa surge un número limitado de soluciones que tienen las perspectivas de resultar convenientes.

2) Evaluación de soluciones preliminares. En este nivel se realizan actividades a un nivel tosco, tales como definir características esenciales, a esta etapa comúnmente se le llama pre diseño. En esta etapa se trata de identificar posibles problemas en su adopción, y principalmente, de poder cuantificar sus partes y llegar a una estimación en los costos para las diversas soluciones. La parte más importante en esta etapa no es la estimación de costos, sino hay que considerar también la facilidad con que la opción se adapte a otros aspectos del proyecto, la facilidad de obtención de los materiales necesarios, la rapidez y facilidad en cuanto a construcción se refiere, el mantenimiento de la estructura, etc.

3) Diseño detallado. Una vez obtenida y seleccionada la opción más conveniente, se define en forma más detallada y se realizan de una manera refinada todas las etapas del proceso

4) Transferencia de los resultados de diseño. No basta con haber obtenido un resultado satisfactorio en la opción elegida, es importante transmitir la información obtenida a los constructores de forma clara y precisa. La elaboración de planos a detalle constituye un papel fundamental en la transmisión de esa información, donde se incluya especificaciones en los tipos de materiales a utilizar, la especificación de los procedimientos y la elaboración de una memoria de cálculo que facilite la implantación de cualquier tipo de cambio por cualquier caso no previsto.

5) Supervisión. Aunque puede parecer injustificada la parte de la supervisión como una parte final en el proceso de diseño. Su importancia radica en que las personas que responsables del proyecto estructural comprueben que se esté interpretando correctamente su diseño y, sobre todo, que puedan resolver los cambios o modificaciones no previstas de manera que estas no afecten al grado de seguridad aplicado al diseño.

2.2. Diseño de elementos a tensión.

Según Bowles (1993), los elementos de una estructura sometidos a esfuerzos de tensión se les denomina miembros a tensión. Algunos ejemplos clásicos de miembros a tensión son las cuerdas inferiores de armaduras y de puentes. Algunos de los miembros del alma de las armaduras pueden resistir cargas a tensión o pueden ser miembros a tensión para ciertas condiciones de carga, y miembros a compresión para otras condiciones de carga.

2.2.1. Selección de perfiles.

“La selección de miembros capaces de resistir fuerzas de tensión de intensidad determinada constituye uno de los problemas más sencillos de diseño estructural”.
(Buen López de Heredia, 1990, p. 2)

Pese a que el proyectista muchas veces tiene libertad total en la selección, los miembros escogidos deben tener las siguientes propiedades: deberán ser compactos, deberán tener dimensiones que se ajusten en la estructura y además estas dimensiones deben de tener una relación razonable a las dimensiones de otros miembros de la estructura, y por último deberán tener conexiones con tantas partes de

las secciones como sea posible, esto a fin de minimizar el retardo del cortante. A veces la elección del miembro se afecta debido a la clase de conexiones usadas para la estructura. Algunas de las secciones de acero no son muy adecuadas para atornillarse a las placas conectoras, en tanto que las mismas secciones pueden conectarse por medio de soldadura con poco grado de dificultad. Los miembros a tensión formados por ángulos, canales o perfiles W, o bien, S probablemente se usarán cuando las conexiones de estos sean atornilladas, por lo contrario, en placas, canales y secciones estructurales se usarán conexiones soldadas, señala McCormack (2012).

Con base en lo mencionado por Buen López de Heredia (1990) si se usan métodos elásticos en la selección de los miembros debe escogerse una sección que pueda soportar los esfuerzos de diseño sin que sobrepase el esfuerzo permisible; por lo contrario, si se emplean procedimientos plásticos, la resistencia de la barra, que es igual al producto del área propia de la sección por el esfuerzo de fluencia del material con que está fabricada la sección, no debe ser menor que la fuerza de trabajo multiplicada por un factor de carga.

$$\text{Diseño elástico. } A \sigma_p = T. A = T/\sigma_p$$

$$\text{Diseño plástico. } A \sigma_v = \lambda T. A = \lambda T/\sigma_v$$

A es el área requerida, T la fuerza de trabajo, λ el factor de carga y σ_v y σ_p los esfuerzos permisible y de fluencia, ambos en tensión.

Partiendo con lo dicho por McCormack (2012), en perfiles con conexiones de tornillos es necesario considerar los agujeros en el diseño. En el AISC la ecuación D2-2 ($P_n = F_u A_e$) indica que A_e puede ser menor que A_g , aun cuando no existan agujeros,

dependiendo del arreglo de soldadura que se le dé y de si todas sus partes de los miembros están conectadas.

En lo que respecta a la relación de esbeltez que no es más que la relación entre la longitud no soportada y su radio de giro máximo. Los diferentes códigos de construcción en acero especifican valores máximos de esta relación para miembros a tensión y a compresión por ejemplo, el AISC restringe esta relación con un valor máximo de 300 y las especificaciones AASHTO exigen relaciones máximas de 200 para elementos principales y de 240 para elementos secundarios (La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés AASHTO define elemento principal como un elemento en donde los esfuerzos resultan de cargas vivas y/o muertas, y un elemento secundario como un elemento destinado para arriostrar estructuras o para reducir la longitud no soportada de otros miembros). Estas limitaciones tienen como propósito garantizar que los miembros a tensión tengan la suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones indeseables.

2.2.2. Tipos de perfiles.

McCormack (2012) indica que el acero estructural puede laminarse de manera económica en gran variedad de secciones sin cambios apreciables en cuanto a sus propiedades físicas. Habitualmente los elementos estructurales más convenientes son aquellos que tienen mayores momentos de inercia en relación a sus áreas transversales. Los perfiles I, T y C son los más utilizados comúnmente, estas designaciones se dan por la forma de su sección transversal.

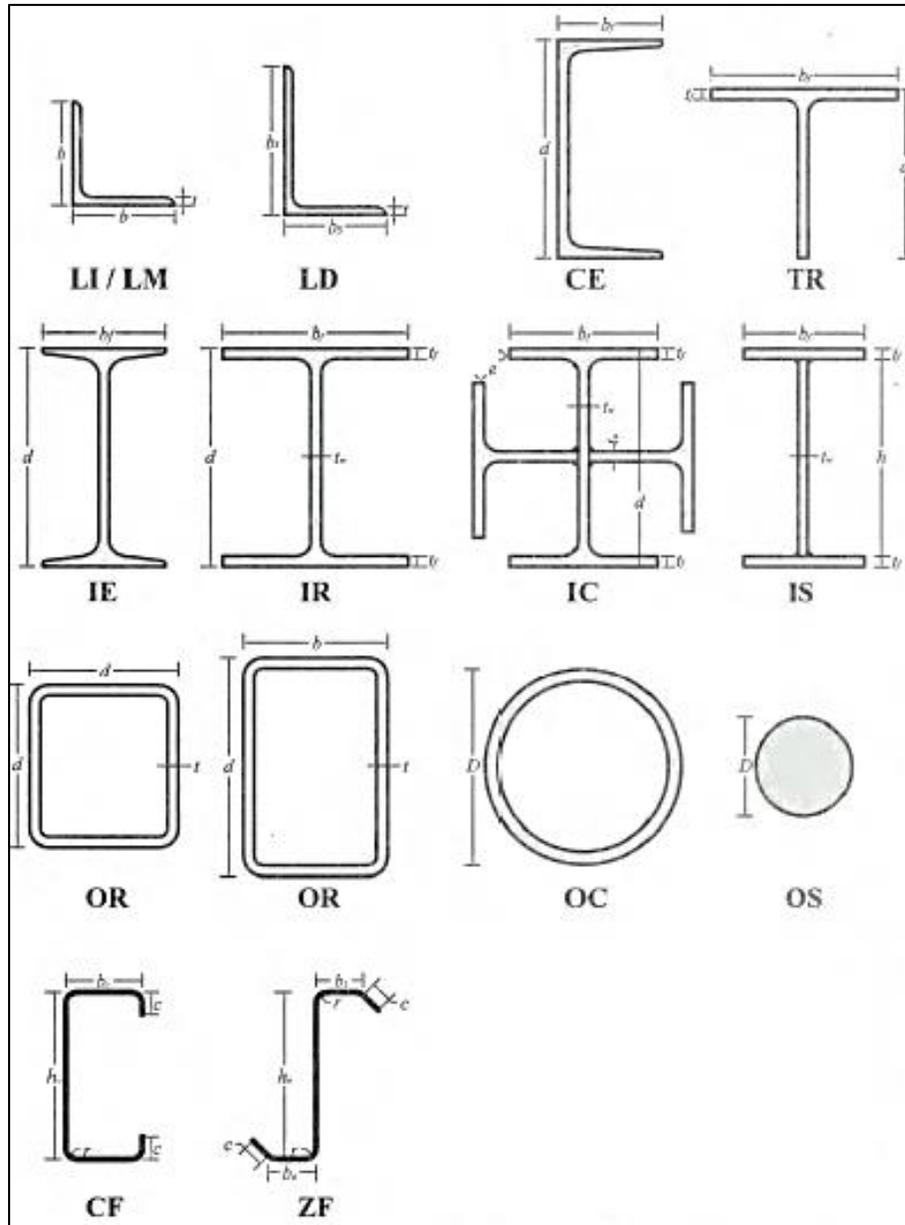


Imagen 2.1. Designación IMCA para perfiles de acero estructural.

Fuente: IMCA (2014)

2.2.3. Esfuerzos permisibles a tensión.

Según Bowles (1993) el esfuerzo permisible de acuerdo con el AISC a excepción para las barras de ojo se limita a:

$$F_t = 0.6 F_y \text{ (área de la sección bruta)}$$

$$F_t = 0.5 F_y \text{ (área de la sección neta)}$$

El esfuerzo permisible a tensión, según la AASHTO se limita con la siguiente expresión:

$$F_t = 0.55 F_y$$

La especificación de la AASHTO limita más el esfuerzo permisible tomando el valor menor entre la ecuación anterior, y:

$$F_t = 0.46 F_u$$

Tomando en cuenta la sección neta para ambas ecuaciones. Para el acero con F_y no mayor de 80 kip/pulg.

		AISC				AASHTO y AREA							
		No en los agujeros de los pasadores ^a		En los agujeros de los pasadores ^b		Sección neta		Sección neta					
F_y	F_u	$0.6F_y$	$0.45F_y$	$0.5F_u$	$0.55F_y$	$0.46F_u$							
Ksi	Mpa	Ksi	Mpa	Ksi	Mpa	Ksi	Mpa	Ksi	Mpa				
36	250	58	400	22.0	150	16.2	112	29	200	20	138	26.7	184
42	290	63 ^c	435	25.2	174	18.9	130	31.5	218	23.1	160	29.0	200
46	315	67 ^c	460	27.6	189	20.7	142	33.5	230	25.3	173	30.8	212
50	345	70 ^c	485	30.0	207	22.5	155	35.0	242	27.5	190	32.2	223
60	415	75 ^d	520	36.0	216	27.0	187	37.5	260	33.0	198	34.5	239
65	450	80 ^d	550	39.0	270	29.3	202	40.0	275	35.8	248	36.8	253

^a En la sección bruta, no en los agujeros de los pasadores.

^b En la sección bruta, en los agujeros de los pasadores.

^c F_u varía con la designación de la ASTM; los valores mostrados son para el Acero A-588.

^d Para el acero A-572.

Tabla 2.1. Esfuerzos permisibles de tensión

Fuente: Bowles, 1993, p. 253.

En la tabla 2.1. se muestran los esfuerzos permisibles a tensión para distintos grados de acero de acuerdo con lo estipulado por el AISC y AASHTO/AREA. En todos los casos, los esfuerzos a tensión se deben calcular con base en las áreas de la

sección transversal, brutas y netas. El área neta es igual al área bruta (total) cuando no se usen las conexiones soldadas. El área neta será igual al área transversal menos efectiva para los distintos casos, cuando se usen agujeros para tornillos o remaches para las uniones de los extremos de los miembros o cuando se hacen huecos o reducciones en el área, a lo largo de todo el elemento. El área neta efectiva aproximadamente al fondo de la rosca de los miembros roscados a tensión, usando la especificación de la AISC:

$$A_e = 0.7854 \left(D - \frac{0.9743}{n} \right)^2$$

donde D = Diámetro nominal extremo de los filetes.

n = número de filetes/pulg (o el equivalente SI de n 125.4)

La raíz de la rosca será el área crítica para las barras normales roscadas y que produce un desperdicio de material. Esto se puede evitar con el uso de rocas sobrepuestas donde los extremos roscados se forjan con un diámetro mayor antes de realizar la rosca, de tal modo que $A_e \geq A_{barra}$. Sin embargo, no es total tal ahorro ya que se genera un cargo adicional de fabricación de producir la rosca sobrepuesta, sostiene Bowles (1993).

2.3. Diseño de vigas a flexión.

Según Bowles (1993) las vigas son elementos estructurales que soportan las cargas transversales que producen los momentos flectores y fuerzas cortantes, las vigas pueden ser orientadas horizontalmente, inclinadas o verticales. Las dos últimas pueden soportar cargas axiales y transversales.

Se denomina vigas simples cuando las conexiones extremas no soportan ningún momento originado por cualquier continuidad desarrollada en la conexión. Se denomina viga continua al elemento que se extiende sin interrupción a lo largo de uno o más apoyos; se denomina viga fija si los extremos se conectan con rigidez a otros elementos, de tal modo que se pueda transmitir el momento a través de la conexión. Las principales cargas a las que está sometida la viga son a las cargas vivas y cargas muertas, los efectos que producen estas cargas dependerán del plan general de la estructura y de la posición en que se coloque la viga. El peso propio de cada viga se considera carga muerta, cuando se consideran secciones muy pesadas y además muy largas el peso propio puede considerarse una parte muy significativa de la carga total de la viga, cuando los claros son muy pequeños y/o las cargas externas son muy pequeñas también, el peso de la viga puede ser muy pequeño, siendo esto último una gran ventaja ya que puede existir una gran resistencia con un peso relativamente bajo.

Bowles (1993) dice que se clasifican en:

- Trabes: son miembros principales de carga en los cuales se conectan las vigas llamadas “de piso”.
- Viguetas: miembros usados para soportar el techo y pisos de los edificios.
- Dinteles: miembros que se usan para soportar las cargas aplicadas al muro sobre las aberturas de los mismos.
- Vigas de borde o fachada: son vigas exteriores a nivel de piso, las cuales son usadas en la construcción de edificios para soportar una porción de la carga de piso y del muro exterior.

- Largueros: miembros usados en puentes, colocados paralelos al tráfico para soportar la losa de cubierta y se conecta a las vigas de piso.
- Vigas de piso: son miembros secundarios en un sistema de piso y miembros principales en la construcción de puentes.

En la mayoría de los casos para maximizar la economía, se cargan los perfiles de acero laminado, de tal modo que la viga sea orientada con respecto del eje fuerte X-X y absorba de manera eficiente la flexión. A veces la flexión tiene lugar con respecto al eje débil Y-Y, y en algunos casos puede haber flexión simultánea con respecto a los dos ejes.

Si se aplican cargas gravitacionales a una viga simplemente apoyada de gran longitud, la viga se flexionará en el sentido de las cargas gravitacionales aplicadas, la parte superior de la sección se encontrará en compresión mientras que la parte inferior de la sección se encontrará en tensión. Si no se hace nada para restringir el pandeo lateral, la viga se desplazará bajo una carga menor a la que se requeriría para producir una falla vertical. El pandeo lateral no ocurrirá si el patín de compresión de un miembro se soporta lateralmente, es decir, que se encuentre sujeto lateralmente o si se impide la torsión de la viga a intervalos frecuentes.

2.3.1. Diseño de elementos a flexión de acuerdo con las NTC-17.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias contenidas en el Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México en su última actualización del año 2017 (NTC-17), en la sección 6.1, Estados Límite, debe considerarse lo siguiente:

- Formación de un mecanismo con articulación plástica.
- Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica.
- Iniciación del flujo plástico, en la sección crítica, fluencia.
- Pandeo lateral por flexotorsión.
- Pandeo local del patín comprimido.
- Pandeo local del alma.
- Plastificación del alma.
- Pandeo local del alma por cortante. Entre otros estados límite.

Al diseñar un elemento sometido a flexión como una viga o una trabe, que tenga una sección transversal constante es necesario revisar que el pandeo lateral no sea crítico, para que la viga no cuente con pandeo lateral crítico debe de cumplirse la condición $L \leq L_u$ donde L es la longitud a la que se encuentra sujeta lateralmente la viga y L_u es la longitud Máxima permisible para que el pandeo lateral de la viga no sea crítico.

Para calcular la resistencia de un miembro a flexión de sección compacta tipo 1 o 2 se utilizan las siguientes formulas:

a) Pandeo lateral está impedido, en la forma continua $L \leq L_u$.

$$M_n = M_p = Z_x F_y$$

Donde:

$M_n =$ momento nominal resistente.

$M_p =$ momento plastico

Z_x = módulo de sección plástica

b) Pandeo lateral por flexotorsión $L > L_u$.

Cuando $M_e > 2/3 M_p$

$$M_n = 1.15M_p \left[\frac{1 - 0.28M_p}{M_p} \right] \leq M_p$$

Cuando $M_e < 2/3 M_p$

$$M_n = M_e$$

$$M_e = \frac{Cb\pi E}{L} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 Ca \right]}$$

Donde:

J = constante de torsión de Saint – Venant

Ca = constante de torsión por alabeo

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_u} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + Xu^2}}$$

$$Xu = 3.22 \left[\frac{4 Z_x F_y}{3 C_b G J} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}} \right]$$

Donde:

L_u = longitud máxima no soportada lateralmente, para que el elemento pueda desarrollar el momento plástico.

E = Módulo de elasticidad del acero (2.04×10^6).

G = Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante (784000 kg/cm²).

J = Constante de torsión de Saint Venant.

C_a = Constante de torsión por alabeo de la sección.

2.3.2. Diseño de elementos a flexión de acuerdo con el RCEM.

Según el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (RCEM) las secciones compactas son aquellas en las cuales su relación ancho-espesor son tales que se alejan de posibles pandeos locales, y sujetados de maneja que también se alejen de la posibilidad de pandeo general prematuro. El RCEM en el artículo 325 especifica los siguientes requisitos para considerar una sección compacta:

- Los patines de la sección deberán estar conectados en forma continua con el alma.
- Los elementos del patín comprimido deben cumplir con las restricciones siguientes:

$$\text{Patín } \frac{b}{t} < \frac{440}{\sqrt{F_y}} \quad ; \quad \text{Alma } \frac{d}{t} < \frac{3450}{\sqrt{F_y}}$$

- El elemento debe tener sujeción lateral efectiva.

El RCEM establece que una viga se considera sujeta lateralmente si su patín de compresión se encuentra embebida cuando menos 2 cm en la losa, o está ligado mediante conectores. En caso de no existir este tipo de sujeción, la distancia entre puntos de apoyo no se excederá de:

$$\frac{640 bf}{\sqrt{F_y}} \text{ ni de } 1490000 \frac{Ap}{dF_y}$$

El RCEM en su sección de esfuerzos permisibles a flexión establece que siempre y cuando la sección se considere compacta y que esté sujeta lateralmente, se puede aceptar un esfuerzo a flexión:

$$Fb = 0.66F_y$$

Además, establece que, en elementos que no cumplan el criterio de sección compacta, pero cumplan con los casos A1, B1, A2 y B2. De la tabla 322-1 y cumpla con la sujeción lateral, el esfuerzo permisible será:

$$Fb = 0.6F_y$$

En elementos sin sujeción lateral o que no cumplan con la condición anterior se usará el esfuerzo permisible:

$$Fb = 0.50 FCR \leq 0.6F_y$$

También establece un momento resistente igual a:

$$Mr = Fb S_x$$

2.4. Resistencia de diseño de acuerdo a las NTC-17.

Las NTC-17 establecen como límite:

- Secciones tipo 1, 2 y 3 con dos ejes de simetría. Inestabilidad por flexión.
- Secciones con uno o ningún eje de simetría (ángulos o tés). Inestabilidad por flexión y pandeo por torsión y flexotorsión.

- Secciones tipo 4. Flexión, torsión o flexotorsión y pandeo local.

2.4.1. Inestabilidad por flexión.

Miembros de sección transversal I, H, circular o rectangular hueca.

$$R_c = FR X F_y A$$

Donde:

FR = factor de resistencia, (0.9 para flexión)

A = área total de la sección del elemento

$$X = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-\frac{1}{n}}$$

Donde:

F_e = esfuerzo crítico de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Donde:

KL/r = relación de esbeltez máxima de la columna.

n = coeficiente adimensional.

2.5. Diseño de columnas a flexocompresión.

De acuerdo con el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán (RCEM), las columnas que conforman a una estructura de acero, por lo general tienden

a estar sometidas a flexión (generalmente producidas por fuerzas laterales, producidas por cargas accidentales como lo son el viento o los sismos), así como a cargas de compresión (que son producidas por las cargas muertas y vivas a las que se encuentra sometida la estructura).

Debido a la gran cantidad de variables que pueden producir un esfuerzo en una estructura, es casi imposible montar y centrar exactamente las cargas axiales sobre las columnas, aun en los casos especiales como es en las pruebas de laboratorio, pero es aún más difícil en el caso de una construcción, por lo que la flexión y la compresión axial deben de tomarse en cuenta simultáneamente cuando se esté diseñando elementos como las columnas.

Para que se pueda considerar tanto la flexión como la compresión axial al momento de diseñar una estructura, el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán (RCEM), considera diferentes fórmulas para diferentes condiciones, sin embargo, se considera que no es necesario utilizar diferentes fórmulas con los diferentes tipos de sección que existen comercialmente.

Las fórmulas que se utilizan para analizar un elemento sometido a flexocompresión son las siguientes:

Para $\frac{P}{A} \leq 0.15$, se debe cumplir:

$$\frac{P}{A} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq 1.0 \text{ ec. 328-1}$$

Si $\frac{P}{A} > 0.15$,

$$\frac{\frac{P}{A}}{F_a} + \frac{C_{mx} * \left(\frac{M_x}{S_x}\right)}{\left(1 - \frac{P}{F'_{ex}}\right) * F_{bx}} + \frac{C_{my} * \left(\frac{M_y}{S_y}\right)}{\left(1 - \frac{P}{F'_{ey}}\right) * F_{by}} \leq 1.0 \text{ ec 328-2}$$

Los valores de F'_{ex} y F'_{ey} se tomarán encuentra de la siguiente manera:

$$F'_{ex} = \frac{12}{23} \frac{\pi E}{\left(\frac{k_x L}{r_x}\right)^2}; \quad F'_{ey} = \frac{12}{23} \frac{\pi E}{\left(\frac{k_y L}{r_y}\right)^2}$$

Resulta más cómodo para el diseño de los elementos que se encuentran sometidos a flexocompresión, el uso de fórmulas que nos ayudan en la preselección del perfil más adecuado, para posteriormente someter esta sección a la revisión con las formulas anteriores.

La principal idea de utilizar las fórmulas de preselección de sección es transformar el efecto del momento flexionante en una carga axial que sea equivalente, reduciéndose la búsqueda a una sección que sea capaz de resistir la carga axial. Las fórmulas que se necesitan para realizar lo mencionado anteriormente son las siguientes:

$$P_x = \frac{2M_x}{d}; \quad P_y = \frac{6M_y}{b}$$

Las cargas obtenidas por las fórmulas anteriores deberán de sumarse a la carga axial real para de esta manera obtener una carga ficticia total. Los pasos necesarios para proponer y analizar una sección que sea capaz de soportar la flexocompresión, a la que el elemento se encontrará sometido son los siguientes:

- Una vez que se analizó la estructura y se conocen los esfuerzos a los que se encontrará sometido el elemento se utilizan las fórmulas P_x y P_y para convertir

el momento flexionante del eje "X" y "Y" respectivamente a fuerza axial para posteriormente sumarlo a la fuerza axial que ya conoce.

$$P' = P + P_x + P_y$$

CAPÍTULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN

En este capítulo se señala el marco geográfico, respecto a donde se localiza la problemática a la cual se le dará solución, se abordarán temas como la descripción geográfica del lugar, descripción general de la zona, las características climáticas que presenta la zona en estudio, las actividades económicas que predominan en la zona, el tipo de vegetación y tipo de fauna que en ella se alojan, los objetivos del proyecto y la delimitación del mismo, entre otros. Con la finalidad de dar una idea general al lector del lugar donde se desarrolló el proyecto.

3.1. Generalidades.

La estructura en acero, en este caso la techumbre debe tener como principal objetivo cubrir el área de deporte y recreación de los diferentes factores climáticos que más influencia tengan sobre el lugar, como son principalmente: radiación solar y lluvia, y en este caso, al ser una zona donde la presencia del viento también afecta a la estructura en forma directa, se diseñara considerando las acciones el viento. Conociendo todas las solicitaciones a las que estará sometida la estructura se puede presentar un supuesto, que posteriormente deberá analizarse a fin de asegurar que sea una estructura que pueda soportar las cargas que, con anterioridad se consideraron para su diseño, además de garantizar que la estructura es segura y así, eliminar toda incertidumbre que se genere en la población en general.

3.1.1. Objetivo.

El principal objetivo de la presente tesis, es presentar un diseño adecuado de una techumbre en acero a dos aguas, a fin de proteger de los diferentes factores climáticos a las canchas de basquetbol ubicadas dentro de la Unidad Deportiva Bicentenario, perteneciente al municipio de Paracho, Michoacán, para así, dar oportunidad de un mejor aprovechamiento de esta zona deportiva ante situaciones climáticas adversas.

3.1.2. Alcance del proyecto.

La presente tesis aborda en forma exclusiva el análisis y diseño estructural de una superestructura en acero, el concepto de superestructura se define como todos los elementos que se encuentra por encima del nivel del piso terminado, sin considerar el diseño de la cimentación donde se apoya la estructura. El análisis comprende el diseño de trabes, armaduras, columnas, montantes o larguero, láminas de recubrimiento y conexiones de los elementos, dicho análisis considera los esfuerzos producidos por acciones del viento. El diseño final de los elementos estructurales y del sistema de elementos en conjunto se proyectará en planos estructurales, contando con sus correspondientes especificaciones acerca de los materiales, dimensiones, etc.

3.2. Resumen ejecutivo.

La información utilizada en la realización de la presente investigación fue recopilada por propia cuenta, los planos arquitectónicos de las instalaciones fueron

proporcionados por la Dirección de Obras Públicas del H. Ayuntamiento de Paracho, los planos estructurales se desarrollaron por cuenta propia mediante el análisis del modelo estructural.

Se acudió a la Unidad Deportiva Bicentenario, a fin de verificar las condiciones climáticas a las que está sujeta la zona, además se visitó el sitio para sacar las dimensiones del área a cubrir. Se observó que cuando ocurre una precipitación en la zona, las canchas quedan parcialmente encharcadas debido a la ausencia de pendiente en las mismas, esto último debido a que las canchas deben quedar totalmente niveladas y no tienen que tener algún grado de pendiente para no afectar el desempeño de los deportistas que llevan a cabo sus actividades.



Fotografía 3.1. Canchas encharcadas.

Fuente: Propia (2019)

3.3. Entorno del lugar.

A continuación, se describen las características geográficas del lugar, a fin de dar una referencia al lector acerca de donde se ubica el sitio en estudio, inclusive si el lector nunca ha visitado la zona, primeramente, con ayuda de imágenes se presenta la macro y micro localización que permitan ubicar y dar una idea al lector acerca de las características de la zona.

3.3.1. Macro y micro localización.

El lugar donde se encuentra la problemática abordada en esta tesis se encuentra ubicado en las afueras del municipio de Paracho, el cual pertenece al estado de Michoacán, de acuerdo con el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), el municipio de Paracho se localiza al noroeste del Estado, en las coordenadas 19°39' de latitud norte y 102°03' de longitud oeste, a una altura de 2,200 metros sobre el nivel del mar.

Michoacán de Ocampo estado donde se localiza el municipio, es uno de los treinta y un estados que junto con la Ciudad de México forman los Estados Unidos Mexicanos. Está ubicado en la región oeste del país, limitando al norte con Jalisco y Guanajuato, al noreste con Querétaro, al este con el Estado de México, al suroeste con Colima, al sur con el río Balsas que lo separa de Guerrero, y al oeste con el océano Pacífico, como se muestra en la imagen 3.1.

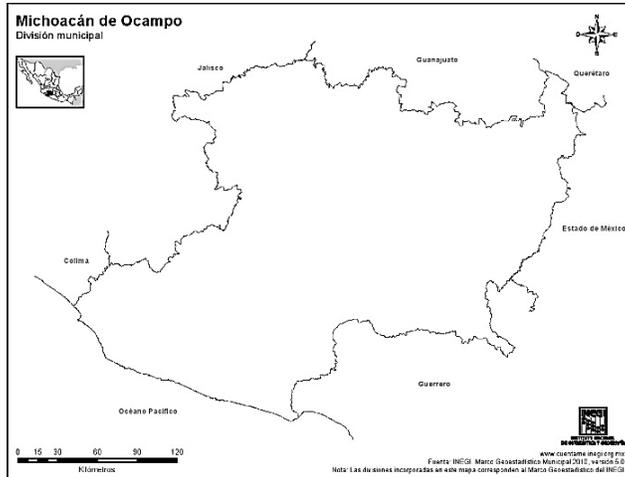


Imagen 3.1. Ubicación de Michoacán y sus estados colindantes.

Fuente: INEGI 2018.

El municipio de Paracho forma parte de lo que se denomina “la meseta purépecha”. El municipio colinda al norte con los municipios de Chilchota y Cherán; al este con los municipios de Cherán, Nahuatzen y Uruapan; al sur con el municipio de Uruapan; al oeste con los municipios de Uruapan, Charapan y Chilchota, como se muestra en la imagen 3.2.

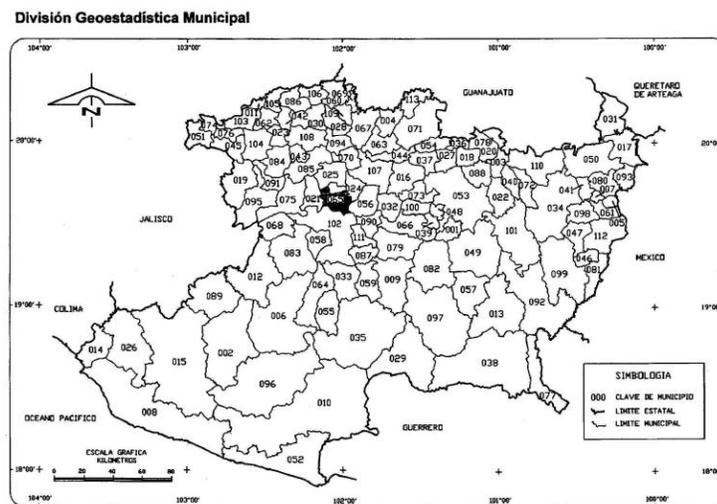


Imagen 3.2. Localización del Municipio de Paracho.

Fuente: INEGI 1999.

La Unidad Deportiva “Bicentenario” se encuentra entre Paracho y una comunidad perteneciente al municipio de Paracho llamada Ahuirán, esta última se localiza a 2 km. de la cabecera municipal. Su actividad económica es la agricultura y la explotación forestal. Cuenta con 2,393 habitantes. Ver imagen 3.3.



Imagen 3.3. Localización de la Unidad Deportiva Bicentenario.

Fuente: Google Earth 2019.

3.3.2. Geografía regional y de la zona de estudio.

Como se mencionó anteriormente, el municipio de Paracho se localiza al noroeste del Estado, en las coordenadas 19°39' de latitud norte y 102°03' de longitud oeste, a una altura de 2,200 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Cherán y Chilchota, y al este con Nahuatzen, al sur con Uruapan y al oeste con Charapan. Su distancia a la capital del Estado es de 158 km. Su superficie es de 244.2 km² y representa un 0.41 por ciento del total del Estado.

3.3.3. Hidrología regional y de la zona.

El relieve del municipio de Paracho lo constituye el sistema volcánico transversal, la Sierra de Paracho y los cerros de Marijuata, Tamapujuata, Chato y

Quinceo., al encontrarse en una zona alta, el agua producto de la precipitación en la zona, escurre por lo que no hay corrientes pluviales ni manantiales, únicamente arroyos de temporal.

3.3.4. Uso de suelo en la región y de la zona en estudio.

Los suelos del municipio datan de los periodos cenozoico, terciario inferior y eoceno, corresponden principalmente a los del tipo podzólico. Su uso es primordialmente forestal y en menor proporción ganadero y agrícola. El suelo donde tiene sus cimientos la unidad deportiva tiene un historial de haber sido utilizado para la agricultura, principalmente de maíz en temporada de lluvias, alrededor del predio puede observarse grandes extensiones de tierra destinadas a la agricultura.

3.4. Informe fotográfico.

A continuación, se presenta una serie de imágenes con el propósito de ayudar en la comprensión de la problemática que aborda la presente tesis, además de ayudar con la ubicación del lugar donde se desarrolla el presente trabajo de investigación. Se presenta a continuación fotografía del camino que lleva a la Unidad Deportiva Bicentenario ubicado al noroeste del municipio en el entronque de la carretera Paracho-Cherán.



Fotografía 3.2. Camino a la Unidad Deportiva Bicentenario.

Fuente: Propia (2019)

En la siguiente fotografía se muestra la carretera sobre la cual se ubica la Unidad Deportiva.



Fotografía 3.3. Carretera sobre la que se encuentra la Unidad Deportiva Bicentenario

Fuente: Propia (2019)

En esta fotografía se muestra la fachada del acceso principal a la Unidad Deportiva.



Fotografía 3.4. Fachada del acceso principal a la Unidad Deportiva.

Fuente: Propia (2019)

3.4.1. Problemática.

En las imágenes siguientes se muestran las canchas de basquetbol contenidas en la Unidad Deportiva con la finalidad de revelar las condiciones en las que quedan las canchas después de una precipitación.



Fotografía 3.5 y 3.6. Estado de las canchas después de una precipitación.

Fuente: Propia (2019)

3.4.2. Estado físico actual.

En la actualidad las canchas de la Unidad Deportiva no cuentan con la estructura que sirva como protección para los distintos factores climáticos que se presentan en la zona, así mismo, no existe proyecto alguno para solucionar el problema que se presenta en la zona. Las siguientes fotografías son prueba de las condiciones en las que los deportistas practican sus actividades con la superficie totalmente húmeda y encharcada.



Fotografía 3.7 y 3.8. Personas realizando actividades físicas después de la lluvia.

Fuente: Propia (2019)

3.5. Alternativa de solución.

La propuesta que se dio para dar fin a esta problemática fue el diseño de una estructura en acero a dos aguas, considerando que la propuesta fuera lo más sencilla y trabajable para su construcción evitando procesos muy costosos o muy pocos trabajables. Otras alternativas podrían ser la construcción de un gimnasio cerrado a base de otros materiales como puede ser el concreto, en este caso en particular, se

pretendió que las áreas deportivas siguieran siendo funcionales y que no fueran sustituidas por algún otro espacio, por lo que se optó por un diseño de una cubierta en acero a dos aguas.

3.5.1. Planteamiento de la alternativa.

Existen diferentes tipos de techumbres en cuanto a su forma geométrica, las más comunes son las cubiertas a un agua, a dos aguas, en arco, con armaduras espaciales etc. El diseño que se eligió para esta problemática fue la cubierta metálica a dos aguas, debido a la facilidad en los procesos de construcción, siendo este tipo de cubiertas las más comunes. Además de lo anterior, su diseño permite el fácil desagüe del agua que se capta en la superficie de sus elementos lámina, no obstante, permite el fácil desalojo del granizo debido a la pendiente presente en su diseño geométrico.

3.6. Proceso de análisis.

Para efectuar el análisis del modelo presentado es necesario contar con los planos arquitectónicos para dimensionar las superficies a cubrir y que la estructura de acero abarque en su totalidad las áreas.

Contando con lo anterior, se puede efectuar el dimensionamiento de los elementos que conforman la estructura, para posteriormente ser analizada la estructura por medio de algún software especializado como por ejemplo ETABS o SAP2000, siendo más conveniente este último. Al analizar la estructura se pueden establecer las secciones y dimensiones adecuadas para los elementos que conforman

la estructura, además se puede prever el comportamiento de la estructura ante las diferentes solicitaciones a las que puede estar sujeta la estructura en su vida útil. Una vez analizada la estructura, podrán realizarse las correcciones necesarias hasta encontrar el comportamiento deseado.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se menciona el método utilizado en la elaboración de la presente investigación, además se indican los diferentes enfoques que existen y el enfoque empleado en esta investigación. Se indicará, además el alcance de la investigación y se describirá el desarrollo de la metodología con la cual se obtuvieron las conclusiones.

4.1. Método empleado.

El método científico es utilizado para dar solución a diferentes problemas. El método científico será el método utilizado en la presente investigación para dar solución a una problemática por medio de pasos y experimentos, al realizar una investigación es importante seguir una secuencia de pasos que garantice la correcta realización de la investigación.

De acuerdo con Tamayo y Tamayo (2000), el método científico es un procedimiento que sigue una serie de pasos y procedimientos, mismos que plantean problemas e hipótesis científicas para descubrir las condiciones en que se presentan sucesos específicos, es caracterizado por ser tentativo, verificable, por tener un razonamiento riguroso y por tener una observación empírica. Tamayo y Tamayo (2000), sostiene que el método científico no es más que la aplicación de la lógica a las realidades o hechos observados. Por lo tanto, el método científico es un conjunto de procedimientos por los cuales se plantean los problemas científicos y se ponen a prueba las hipótesis y los instrumentos de trabajo investigativo. Lo importante en el

método científico no es el descubrimiento de verdades, sino más bien el determinar cuál es el procedimiento para demostrar que un enunciado es así, puesto que cada ciencia plantea y requiere de un método especial, según sea la naturaleza de los hechos que estudia, los pasos que se han de seguir están estipulados en el método científico.

4.1.1. Método matemático.

El método matemático es el método que, por medio de la utilización de números y ecuaciones se expresan relaciones y se llega a una conclusión, debido a que el método matemático es considerado como parte del método científico se considera un método válido para su utilización. Mediante el método matemático se pueden obtener dimensiones y se pueden analizar propuestas para encontrar una solución adecuada al problema planteado, según Mendieta (2005).

Debido a que la investigación se basa en modelos matemáticos para determinar la posible solución a la problemática, mediante el uso de números y ecuaciones, es necesario el uso del método matemático.

4.2. Enfoque de la investigación.

De acuerdo con Hernández et. al. (2014), el enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a otra etapa siguiente, el orden es riguroso, aunque se puede redefinir alguna fase. Una idea va delimitándose y de ella se van extrayendo preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco teórico que fundamentalmente la o las preguntas de investigación. De las preguntas de investigación se plantean hipótesis se determinan las variables; se plantea un método

a seguir para probarlas; se contextualizan las variables; se analizan los resultados utilizando métodos estadísticos y se extraen las conclusiones de las hipótesis. El enfoque cuantitativo tiene como principales características, medir los fenómenos que ocurren en una situación determinada, utilizar estadísticas, hacer uso de la experimentación analizando causas y efectos. Además de lo mencionado anteriormente este tipo de enfoque cuenta con ventajas como lo son la generalización de resultados, así como la predicción y réplica de los fenómenos. Además de contar con un proceso deductivo, secuencial y probatorio lo que permite analizar el problema de una manera objetiva.

El segundo tipo de enfoque que puede tener una investigación es el cualitativo, este tipo de enfoque es todo lo contrario al mencionado anteriormente puesto que el enfoque cualitativo a diferencia del cuantitativo no se fundamenta en la estadística, no busca replicar los fenómenos que ocurren o se llevan a cabo en la investigación, por lo que los significados los extrae de los datos. Algunas de las principales ventajas de este método es que cuenta con una gran amplitud y profundidad de ideas, una gran riqueza en la interpretación y la contextualización de los fenómenos que observa. Debido a que no cuenta con una secuencia lineal tiene un análisis de la realidad subjetiva.

El tercero y último tipo de enfoque es el enfoque mixto, el cual como su nombre lo indica combina las características, procedimientos y ventajas de los dos enfoques mencionados anteriormente. Una vez mencionado lo anterior se puede decir que esta investigación es de tipo cuantitativo puesto que para llevarla a cabo es necesario cuantificar y calcular los materiales que se utilizaran, así como los elementos

estructurales entre otros, además este tipo de enfoque permite analizar y tomar el control de los fenómenos que se puedan presentar en la investigación.

4.2.1. Alcance de la investigación.

De acuerdo con lo mencionado por Hernández et. al. (2014), los tres tipos de enfoques mencionados anteriormente, cuentan con un alcance de la investigación los cuales son de tipo exploratorio, descriptivo y correlacional-causal.

Estudio exploratorio: Este tipo de estudio es principalmente utilizado cuando lo que se desea es examinar un tema o problema en concreto que no cuenta con demasiada información por lo que existen demasiadas dudas al respecto o que simplemente no se ha estudiado anteriormente.

Estudio descriptivo: este tipo de estudio se encarga principalmente de recolectar y/o evaluar diferentes tipos de datos y aspectos los cuales pueden ser componentes de personas, grupos, comunidades, entre muchos otros que se deseen investigar. Este tipo de estudio principalmente se elige el tema y se recolecta toda la información posible sobre este.

Estudio correlacional-causal: Este tipo de estudios tiene como principal objetivo dar respuesta a las preguntas de las investigaciones al relacionar las causas con los fenómenos que provocan.

Una vez mencionado lo anterior se puede decir que en la presente investigación se utilizará el método de estudio descriptivo, puesto que es necesario realizar mediciones, recolecciones, y evaluaciones de datos de los diferentes elementos que conforman el tema que se desea estudiar.

4.3. Diseño de la investigación.

Según lo mencionado por Hernández et. al. (2014), hay dos diferentes tipos de investigación y es de gran importancia conocer las características de cada una de ellas para así definir qué tipo de investigación se utilizará.

Diseños experimentales: En este tipo de diseño las variables encontradas son manipuladas y alteradas intencionalmente con el fin de observar y analizar las consecuencias que atraen los cambios en las variables, todo esto realizado en un ambiente controlado.

Diseños no experimentales: En este tipo de diseño a diferencia del anterior no se manipulan las variables, por lo que los resultados que se obtiene pueden ser inesperados o diferentes en cada ocasión, por lo que si no se tiene cuidado se puede correr el riesgo de no ver el fenómeno.

Ya mencionado lo anterior se concluye que la presente investigación es de tipo no experimental, puesto que no se emplean variables y los resultados no dependen de las mismas, así mismo en esta investigación no se realiza experimento alguno ya que la investigación no es basada en prueba y error. Así mismo se concluye que la presente investigación es transversal o transeccional, ya que se recolectan datos en un determinado tiempo. El objetivo de la presente investigación es conocer y describir las variables en un momento determinado.

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

Los instrumentos utilizados para la recopilación de los datos en esta investigación fueron: Reglamentos de Construcción como el del Distrito Federal (RCDF), así como el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán (RCEM),

de los cuales se obtuvieron las normas y fórmulas necesarias para diseñar y analizar correctamente el proyecto, además se utilizaron programas como: autoCAD programa de asistencia en dibujo necesario para elaboración de planos arquitectónicos y estructurales, asistencia de topografía necesaria para determinar los niveles del proyecto, SAP 2000 v.18 programa que sirve para analizar el comportamiento que tendrán los elementos una vez definidas las solicitaciones a las que estará sometido, y con ello determinar los diagramas de fuerzas y momentos necesarios para el diseño de los elementos, el programa Excel, es cual es un programa necesario para la realización de hojas de cálculo, tablas y gráficas necesarias para un correcto cálculo de los diferentes elementos del proyecto y por último el programa Google Earth 2019 el cual permite ubicar el terreno de la presente investigación y obtener imágenes satelitales del mismo.

4.5. Descripción del proceso de investigación.

El primer paso fue la selección del tema a investigar, tomando en cuenta que fuera una problemática real que necesitara de una solución, la complejidad del tema, nivel de conocimiento acerca de lo contenido en la investigación. Para esto se hizo una previa investigación de tesis asociadas con el tema en cuestión, para conocer su contenido y el alcance de la investigación.

Una vez seleccionado el tema se procedió a la determinación del título de la tesis, es decir, un enfoque más cercano a la problemática que se deseaba dar una solución, posterior a esto se eligió el asesor de la tesis considerando el área de trabajo que tiene cada uno a fin de facilitar las consultas y revisiones sobre el tema.

Ya seleccionado el tema, asesor y la problemática a resolver se inició con la elaboración y selección de los capítulos contenidos en la investigación, seleccionando los temas que facilitaran la comprensión del tema, se llevó a cabo la realización de los capítulos en base a investigaciones en varias fuentes de información principalmente libros y páginas de internet. Al consultar tesis relacionadas al tema se organizó la información en forma ordenada y práctica para garantizar una correcta comprensión de los posibles lectores.

Una vez concluida la parte teórica de la investigación fue necesario realizar el levantamiento arquitectónico a fin de distribuir de manera correcta los miembros de la techumbre de acero y así garantizar que sus propiedades geométricas fueran las más acertadas y que ayudarán en mayor medida a resistir los esfuerzos provocados por las diferentes cargas aplicadas a la estructura. Al terminar lo anterior se construyó un modelo estructural que obedeciera a dos limitantes: ser seguro y ser eficiente. Se analizó y se hicieron las correcciones y modificaciones necesarias para que el modelo estructural fuera funcional.

Finalmente, después de analizar los datos obtenidos por medio de la investigación se decidió como mejor opción la estructura hecha de acero con armaduras que sostuvieran la techumbre, para que fuera capaz de resistir los claros y cargas a las cuales estará sometida la estructura en su vida útil y más que nada cumpliera la función para la cual fue diseñada. Se realizaron los planos estructurales donde se detalla las características y dimensiones que se proponen.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

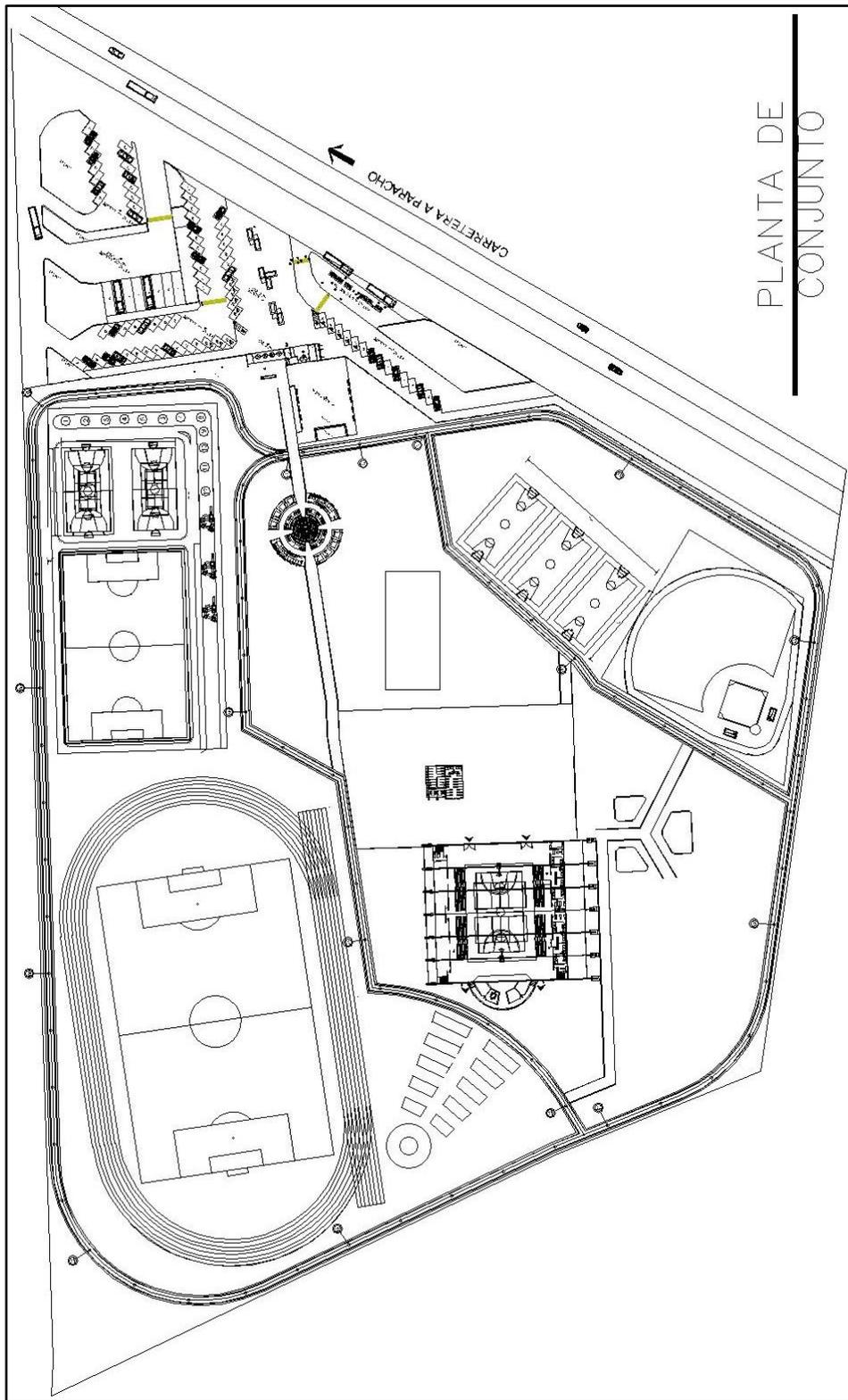
En este capítulo se muestra, primeramente, el análisis de cargas, el diseño por viento, se presentan los resultados de las cargas que se presentan en la estructura, se realizó el pre dimensionamiento de los elementos tales como armaduras, montenes, columnas y se hicieron las correcciones necesarias a fin de encontrar la solución más óptima ante las solicitaciones que se presentan. Se presenta el diseño de las diferentes secciones de los elementos que conforman la estructura de acero, los elementos se diseñaron en base al Reglamento de Construcciones para el Estado de Michoacán (RCEM).

5.1. Propuesta en la estructuración de la cubierta.

La techumbre que se propone es a dos aguas, cubierta con lámina galvanizada, debido a que, como se mencionó anteriormente, es la techumbre más común y tiene grandes ventajas con respecto a otros diseños, además su recubrimiento en lámina la hace una estructura duradera al intemperismo. Se propone un techado común a base de láminas ligeras con acabado galvanizado para la protección de la misma ante agentes corrosivos, se proponen montenes de sección “C” como soporte para las láminas y como elemento que una cada una de las armaduras proporcionando así, rigidez a la estructura. La armadura principal propuesta es del tipo “Warren plana” compuesta de perfiles PTR para montantes y diagonales, para cuerda superior e inferior se proponen perfiles dobles APS, también llamados ángulos de lados iguales.

La armadura secundaria encargada de ligar las columnas y de aportar rigidez a la estructura estará compuesta de perfiles PTR para todos sus elementos (cuerda superior, cuerda inferior, montantes y diagonales). Las columnas encargadas de soportar el peso de las armaduras, montenes y láminas se plantean secciones OC (tubo circular). Para el anclaje de columnas se propone una placa base cuadrada, además debido al alcance de la presente investigación que se limita solamente al diseño de la superestructura, se propondrá dimensiones arbitrarias para el dado donde irán ahogadas las anclas de varilla lisa cuyas dimensiones resultarán del cálculo correspondiente.

La techumbre en su totalidad tendrá que cubrir tres canchas de basquetbol, la dimensión total de la estructura es 32 x 60 metros que dan un total de 1920 metros cuadrados a cubrir. A continuación, se muestra la planta de conjunto de la Unidad Deportiva donde se alojan las canchas de basquetbol a cubrir. Así mismo, para fines prácticos y de construcción se asignarán ejes transversales y longitudinales como se muestra a continuación:



PLANTA DE
CONJUNTO

Imagen 5.1. Vista en planta de la Unidad Deportiva “Bicentenario”.

Fuente: Propia (2020)

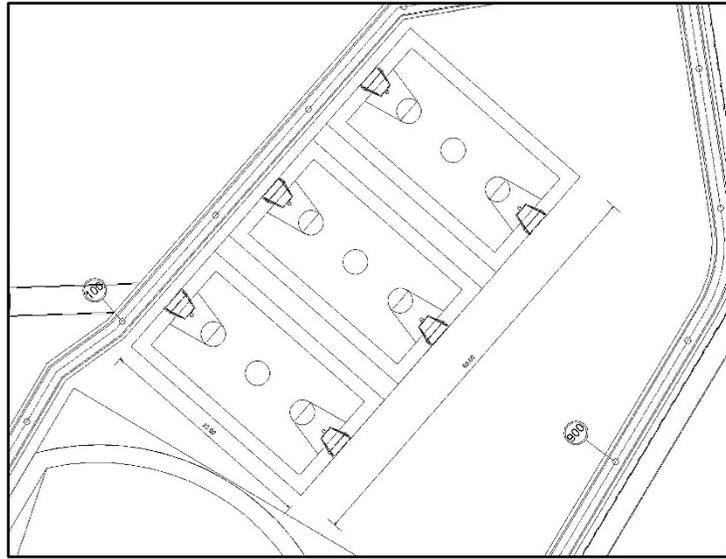


Imagen 5.2. Acercamiento de vista en planta de las canchas de basquetbol.

Fuente: Propia (2020)

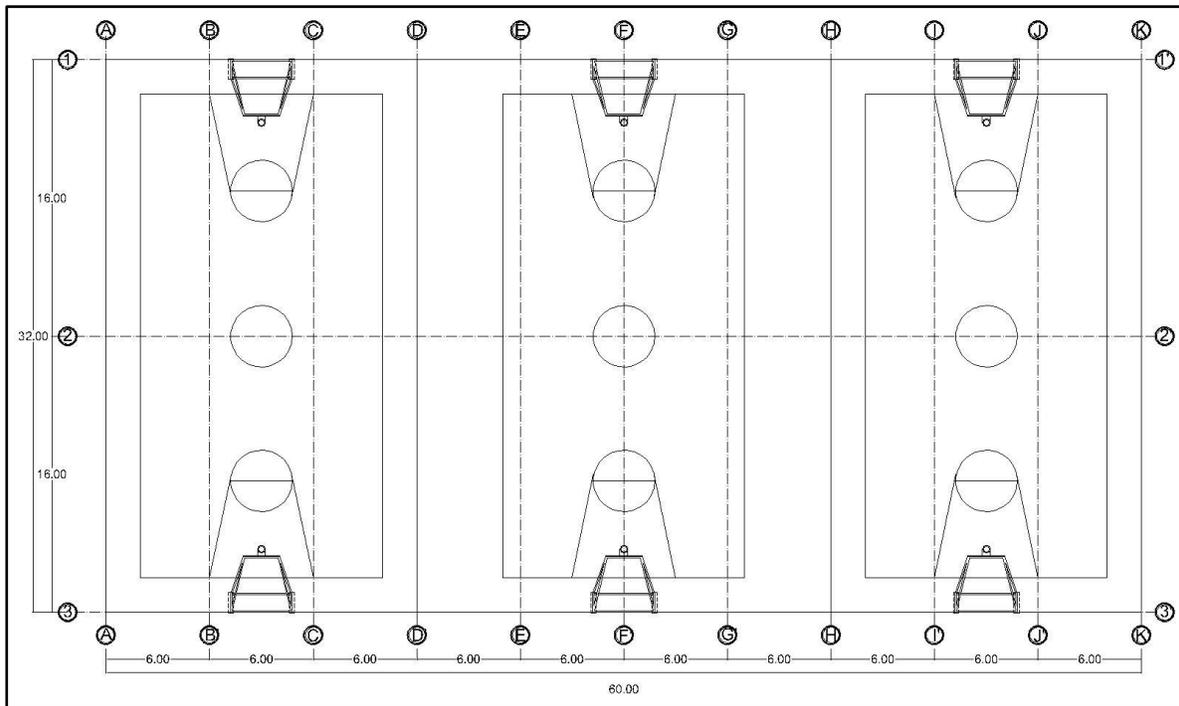


Imagen 5.3. Vista en planta de canchas de basquetbol con división constructiva.

Fuente: Propia (2020)

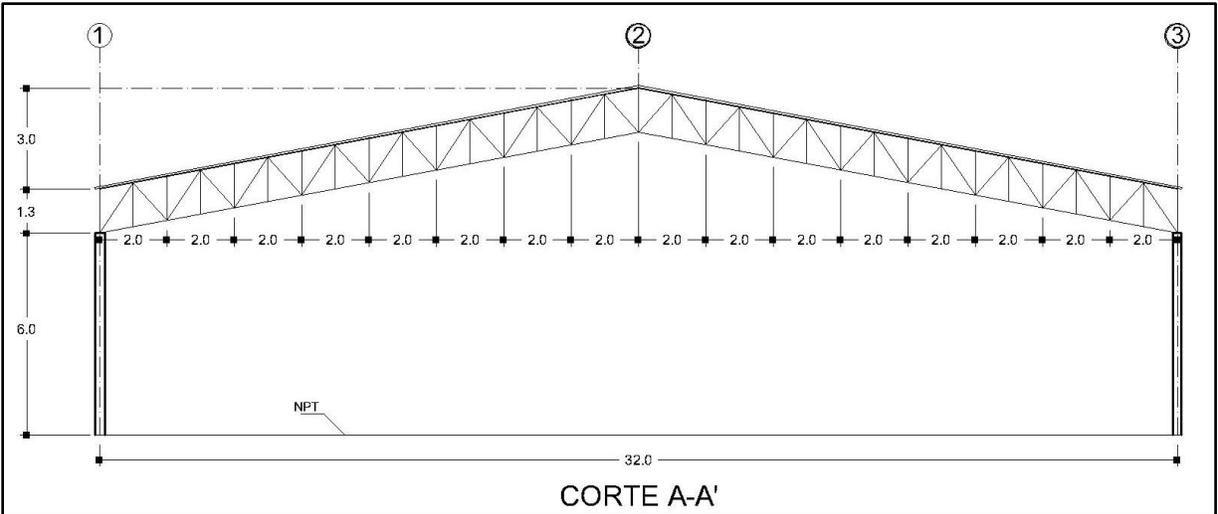


Imagen 5.4. Vista en corte A-A' de techumbre en acero.

Fuente: Propia (2020)

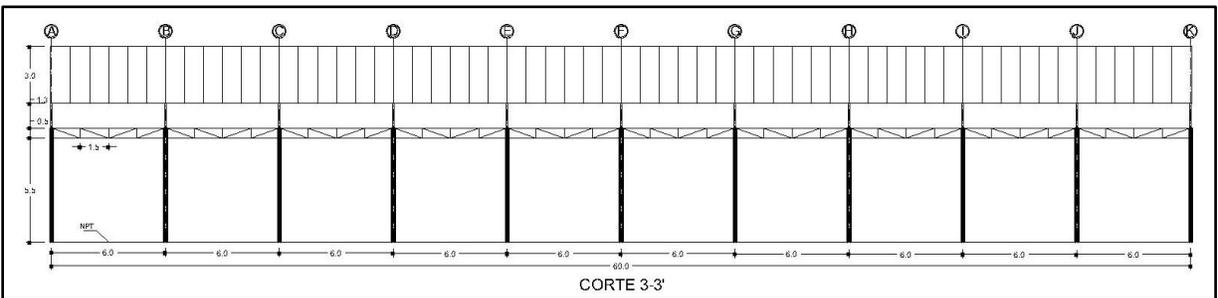


Imagen 5.5. Vista en corte 3-3' de la techumbre en acero.

Fuente: Propia (2020)

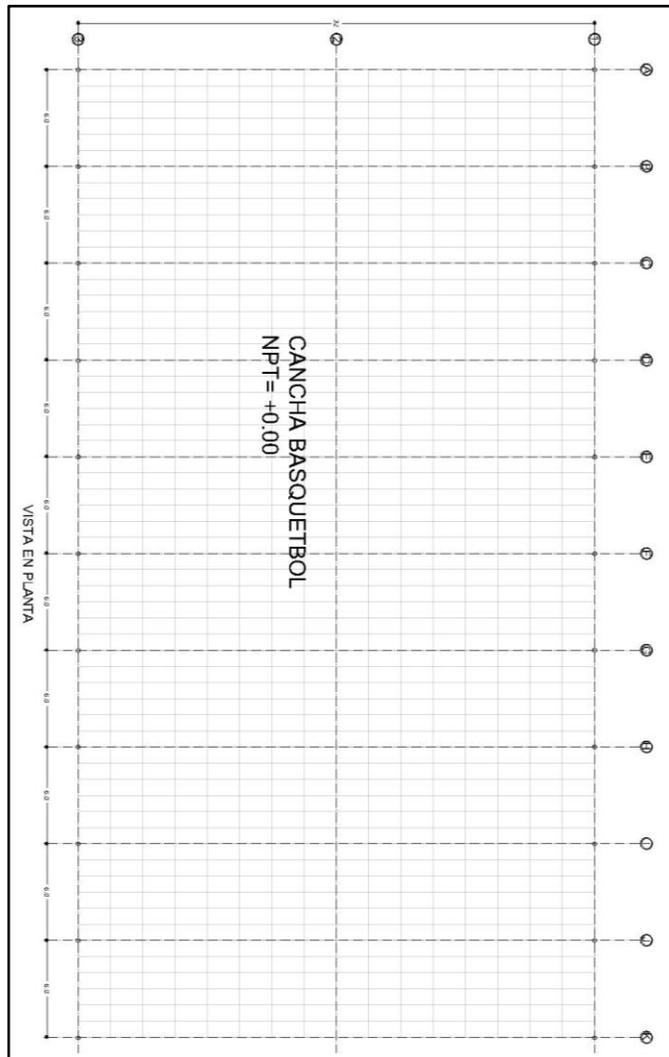


Imagen 5.6. Vista en planta de techumbre de acero con el laminado correspondiente.

Fuente: Propia (2020)

5.2. Análisis por viento.

El efecto principal que se presenta en la estructura es el generado por acciones del viento tales como succiones o presiones, que son producidas en la superficie de la cubierta y son transmitidas a los elementos de la estructura. Los requerimientos para este análisis son: velocidad de proyecto que va en función de la zona donde se ubique

el proyecto, tipo de estructura, factor de topografía de la zona, la altura del terreno, entre otros.

El RCEM especifica que en el municipio de Paracho se presenta una velocidad regional (V_0) de 80 km/hr, al ser un predio que no cuenta con edificios vecinos y que, la zona se encuentra dentro de una planicie, por esta razón se tomará una velocidad regional de 100 km/hr.

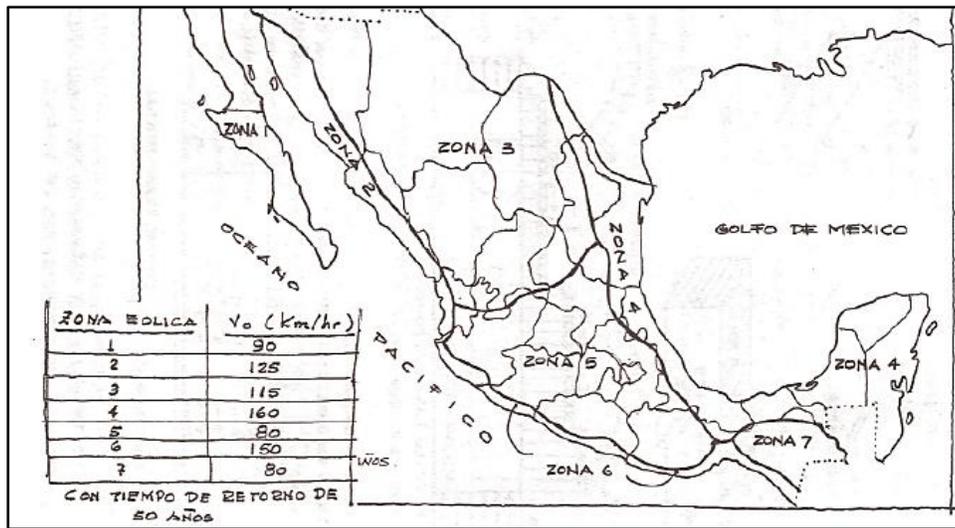


Imagen 5.7. Zonificación de las velocidades regionales del viento.

Fuente: Tavera, 1990, p. 131.

Como se menciona en la macro y micro localización, el municipio de Paracho se encuentra a una altura de 2200 metros sobre el nivel del mar, el equivalente a 2.2 km de altura sobre el nivel del mar.

De acuerdo con el RCEM la estructura se clasifica como tipo 1 debido a que es un tipo de estructura que es afectada en menor medida por los efectos del viento debido a la ausencia de elementos placa como lo son los muros, o en el caso de una nave industrial las cubiertas laterales, dichos elementos placa interactúan en su

superficie con los vectores generados por el viento, por tal motivo es considerada la estructura, como una estructura tipo 1 ya que es una estructura de una altura menor a 21 metros. En cuanto al factor de topografía, según el RCEM especifica un valor de 1, en terrenos planos o poco accidentado, así mismo el RCEM clasifica este tipo de estructura como tipo B, ya que como se sabe, no es una estructura que aloje a gran número de personas, ni es una estructura que por su importancia deba ser prioridad conservarse en pie, por lo que se especifica un factor de recurrencia de 1. A continuación se presentan los datos necesarios para llevar a cabo el análisis por viento.

Datos:

Tipo de estructura: 1

Velocidad de viento en la región (V_0): 100 km/hr

Factor de topografía del terreno (k_1): 1

Factor de recurrencia para estructuras tipo B (k_2): 1

Altura sobre el nivel del mar en kilómetros (a): 2.2 km

-Velocidad básica de diseño.

Se define como velocidad básica lo que se supone actuando horizontalmente a una altura de 10 metros sobre el terreno natural, y se calcula como sigue en base al artículo 409 del Manual de Diseño.

$$V = k_1 * k_2 * V_0$$

Donde:

k_1 = factor de topografía para un terreno plano = 1

k_2 = factor de recurrencia para construcción tipo B = 1

V_0 = velocidad regional para el municipio de Paracho = 100 km/hr

Sustituyendo los valores en la formula inicial se tiene:

$$V = (1) (1) (100) =$$

$$V = 100 \text{ km/hr}$$

-Empuje estático de viento.

Las presiones estáticas del viento se realizarán con base en el artículo 411 del Manual de Diseño, mediante la siguiente fórmula.

$$P = N * C * V^2$$

Donde:

P = presión estática en Kg/m²

N = coeficiente de densidad del aire = $0.005((8+a)/(8+2a))$

$N = 0.005((8+2.2)/(8+2(2.2))) = 0.00411$

a = altura sobre el nivel del mar, en Km.

V = velocidad de diseño en Km/hr.

C = coeficiente de empuje.

Desarrollando la formula se obtiene:

$$P = (0.00411)(100^2)(C)$$

$$P = 41.1 C$$

-Coeficientes de empuje y presiones

a) Cuando el viento actúa perpendicularmente a las generatrices.

El artículo 413 del Manual de Diseño establece que para valuar los efectos de la presión exterior se hará uso de coeficientes que van en función al tipo de cubierta que sea, ya sea en arco, a dos aguas, a un agua, etc. A continuación, se presentan las presiones para una cubierta a dos aguas, en la cual el viento actúa perpendicularmente a sus aristas, se considerará en la superficie del barlovento la existencia de tres zonas; la primera se extiende desde la arista del barlovento hasta una distancia de $H/3$, la segunda abarca una distancia de $1.5H$ desde la misma arista y la tercera y última zona abarca el resto del barlovento.

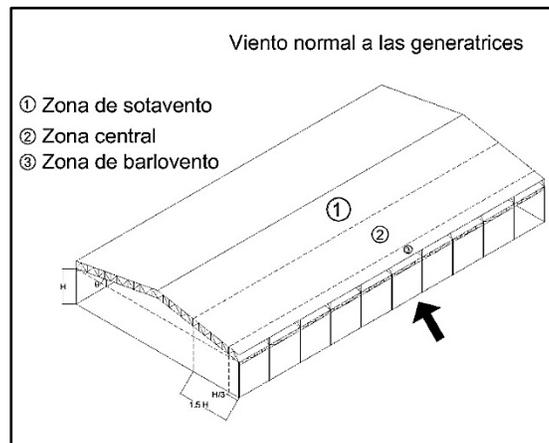


Imagen 5.8. Zonas en las que se divide la cubierta de la estructura cuando el viento va perpendicular a las generatrices.

Fuente: Propia (2020)

La inclinación de la cubierta es la siguiente:

$$\theta = \arctan (D/(B/2)) = 10.62^\circ$$

Debido a que la inclinación de la cubierta es menor a 15° las presiones se calculan de acuerdo al artículo 413 en el título 4. Los coeficientes para la cubierta en función de la inclinación respecto a la horizontal, y de acuerdo al tipo de cubierta son:

-Zona de barlovento

$$C1 = -1.75$$

-Zona central.

$$C2 = -1.00$$

-Zona de sotavento.

$$C3 = -0.40$$

-Zona inclinada de sotavento.

$$C4 = -0.68$$

En cuanto a las presiones interiores se refiere, el Manual de Diseño especifica, que cuando el porcentaje de aberturas (n) de alguna de las paredes de la construcción en el nivel que se analiza, sea mayor del 30% del área expuesta que corresponde a dicha planta en adición a las presiones o succiones exteriores, deberán considerarse y ser calculadas. Al ser una cubierta, no cuenta con alguna pared, por lo que los porcentajes de abertura en ambas paredes es del 100%, se tomarán los valores presentados en el Manual de Diseño, específicamente en el artículo 413 título 9, los cuales son los siguientes; para aberturas que se encuentren en el lado del barlovento se tomará el valor de $C = 0.80$, para aberturas que se encuentren en el lado del sotavento o a un costado se tomará el valor de $C = -0.60$. Posteriormente se realizará una sumatoria de los valores C obtenidos.

$$C_i = 0.80 + (-0.60) + (-0.60) + (-0.60)$$

$$C_i = -1.00$$

El efecto de presiones interiores y exteriores se sumarán para obtener los coeficientes de empuje correspondientes, haciendo uso del valor C_i a fin de que se obtenga un resultado más desfavorable. A continuación, se presentan los resultados obtenidos obedeciendo a la siguiente ecuación:

$$C = C_e + C_i$$

-Zona de barlovento.

$$C_1 = -1.75 + (-1.00) = -2.75$$

-Zona central.

$$C_2 = -1.00 + (-1.00) = -2.00$$

-Zona de sotavento.

$$C_3 = -0.40 + (-1.00) = -1.40$$

-Zona inclinada de sotavento.

$$C_4 = -0.68 + (-1.00) = -1.68$$

En base a los resultados obtenidos se calcularán las presiones:

$$P = 41.1 C$$

$$P_1 = -113.025 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = -82.200 \text{ kg/m}^2$$

$$P_3 = -57.540 \text{ kg/m}^2$$

$$P_4 = -69.048 \text{ kg/m}^2$$

b) Cuando el viento actúa paralelo a las generatrices.

Al igual que lo anterior, los coeficientes de empuje se calculan en base al artículo 413 del Manual de Diseño, considerándose los mismos valores, con la diferencia de que no existen tres zonas en la superficie del barlovento.

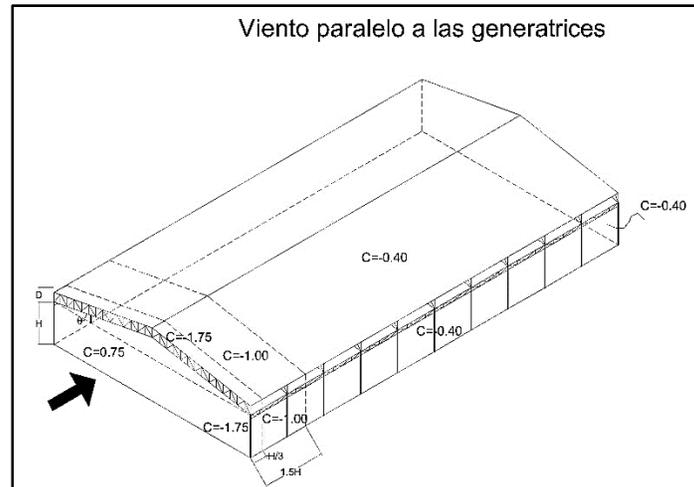


Imagen 5.9. Zonas en las que se divide la cubierta de la estructura cuando el viento va paralelo a las generatrices.

Fuente: Propia (2020)

Los coeficientes a considerar son:

-Zona de barlovento

$C_1 = -1.75$

-Zona central.

$C_2 = -1.00$

-Zona de sotavento.

$C_3 = -0.40$

Para presiones interiores, se tomarán los valores presentados en el Manual de Diseño, específicamente en el artículo 413 título 9, los cuales son los siguientes; para aberturas que se encuentren en el lado del barlovento se tomará el valor de $C = 0.80$,

para aberturas que se encuentren en el lado del sotavento o a un costado se tomará el valor de $C = -0.60$. Posteriormente se calcularán los coeficientes y presiones al igual que en los procesos anteriores.

$$C_i = 0.80 + (-0.60) + (-.60) + (-.60)$$

$$C_i = -1.00$$

Coeficientes de empuje:

-Zona de barlovento.

$$C_1 = -2.75$$

-Zona central.

$$C_2 = -2.00$$

-Zona de sotavento.

$$C_3 = -1.40$$

Presiones:

$$P = 41.1 C$$

$$P_1 = -113.025 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = -82.200 \text{ kg/m}^2$$

$$P_3 = -57.540 \text{ kg/m}^2$$

Se concluye que la presión resultante más desfavorable es la de -113.025 kg/m^2 .

5.3. Carga viva y carga muerta.

La carga muerta a considerar será el peso propio de los elementos, además de una carga muerta adicional para fines de instalación eléctrica, lámparas, etc.

Carga muerta	Peso	Unidades
Peso prop.	variable	kg/m ²
Adicional	35	kg/m ²
Total	35	m ²

El RCDF especifica una carga viva para cubiertas destinadas a gimnasios, teatros, etc. Una carga viva de 40 kg/m² con la finalidad de trabajos de mantenimiento y procesos de techado.

5.4. Carga por acumulación de granizo.

El granizo puede depositarse sobre los techos, produce un efecto similar a los efectos que produce la nieve. Aunque las precipitaciones de granizo rara vez suelen ser apreciables, el fenómeno presenta aspectos más desfavorables que el de la nieve, ya que el granizo puede deslizarse más fácilmente hacia los valles de techos con pendientes grandes formando acumulaciones que representan cargas apreciables. El RCDF especifica que debe considerarse una carga de 30 kg/m² por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle.

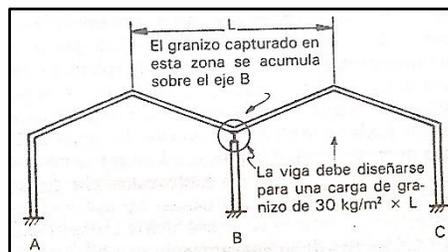


Imagen 5.10. Consideración de la carga de granizo según RCDF.

Fuente: Meli, 2017, p. 189.

5.5. Cálculo de la cubierta para el techo (láminas y montenes).

Primeramente, se iniciará por definir el tipo de lámina a utilizar en la techumbre a dos aguas, se empleará una lámina galvanizada con canales ya que este tipo de lámina se utiliza comúnmente para cubiertas y faldones de naves industriales que requieren buena capacidad de carga y un buen desagüe. Como se mencionó anteriormente el acero presenta una gran desventaja, la cual es que es muy susceptible a sufrir oxidación por los diferentes factores climáticos. Haciendo frente a este problema, se optó por una lámina galvanizada ya que ésta, trae un recubrimiento de zinc que protege a este elemento ante la corrosión.

Se propone una lámina galvanizada referenciada con el código de fabricante TR-101 calibre 28, ya que este tipo de lámina es fácil de instalar, es utilizada para un grado de pendiente mínimo de 10%, cuenta con una amplia variedad de calibres, acabados, largos y tiene una larga vida útil. La lámina anteriormente mencionada cuenta con las siguientes características:

Ancho efectivo: 39.7 " (aproximadamente 100.8 mm).

Espesor nominal: 0.0149 " (aproximadamente 0.3785 mm).

Peralte nominal: 1 " (25 mm aproximadamente).

Peso aproximado por ml: 3.96 kg/ml.

Peso aproximado por m²: 3.92 kg/m².

Traslape transversal mínimo: 7.9" (200 mm aproximadamente).

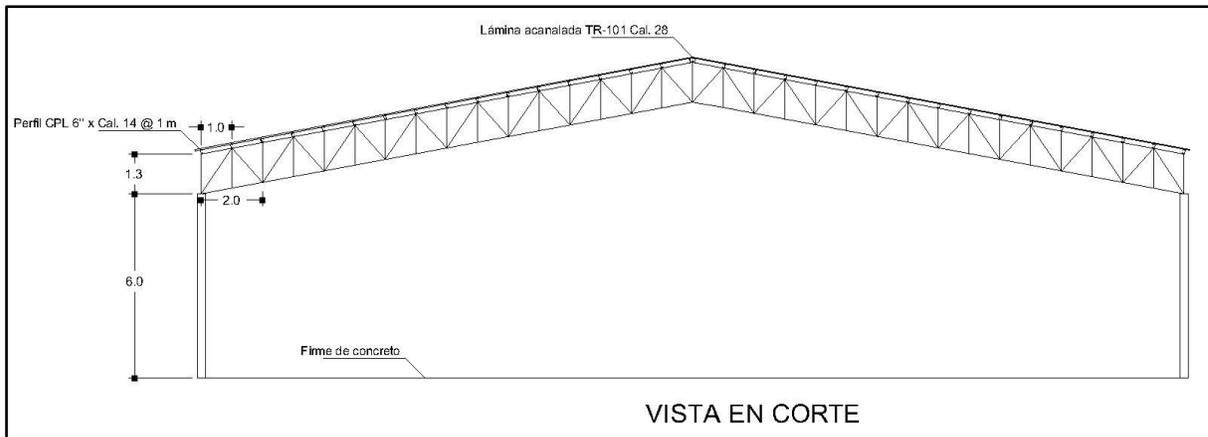


Imagen 5.11. Ubicación de los montes L-1 (Perfil CPL 6'' x Cal. 14), vista en corte.

Fuente: Propia (2020)

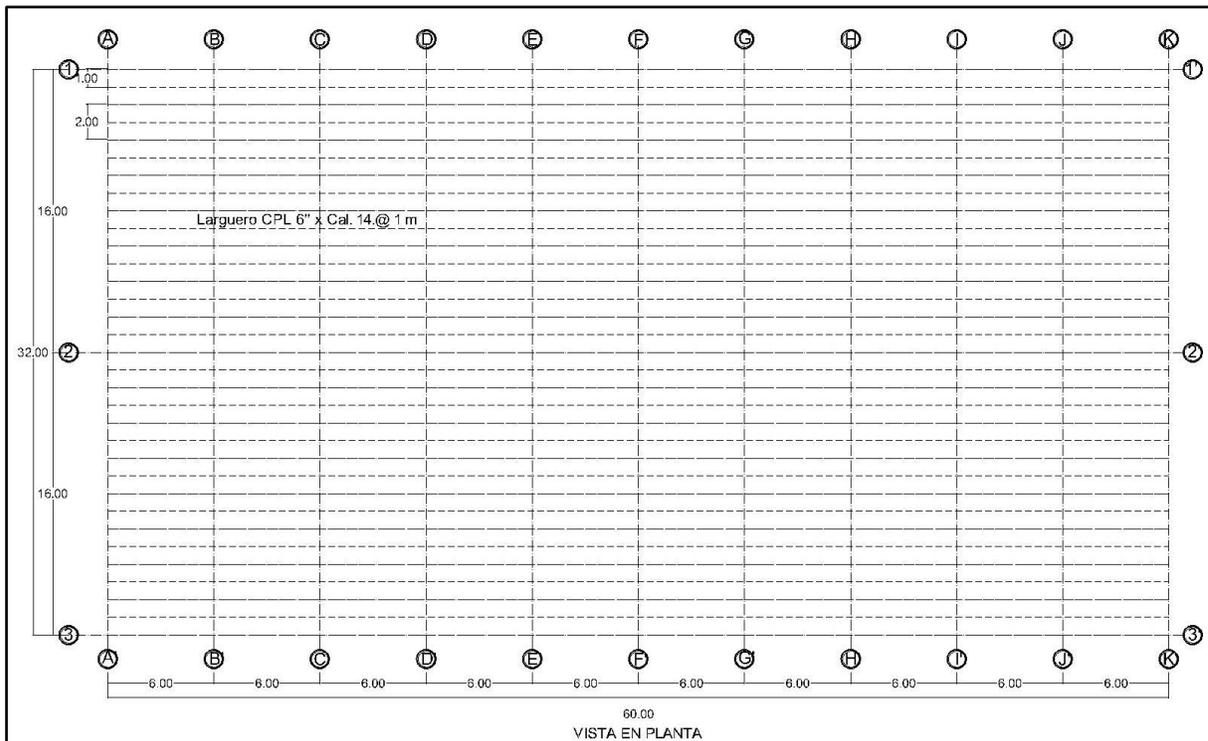


Imagen 5.12. Ubicación de los montes L-1 (Perfil CPL 6''x Cal.14), vista en planta.

Fuente: Propia (2020)

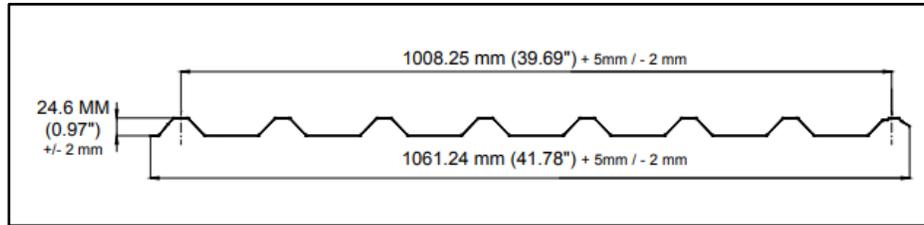


Imagen 5.13. Características de lámina TR-101.

Fuente: www.acerored.com

Conociendo las características de la lámina a utilizar se procede a realizar el cálculo de los montenes o largueros. El diseño de los anteriores se realizará en base a los montenes más desfavorables o que presenten los momentos mayores. En este caso, al ser una techumbre a dos aguas todos los montenes están inclinados en un mismo ángulo, por lo tanto, se buscó el monten más desfavorable con ayuda del modelo generado en SAP2000.

a) Análisis de cargas.

Se supone un perfil CPL 6" calibre 14 (peso 4.53 kg/m).

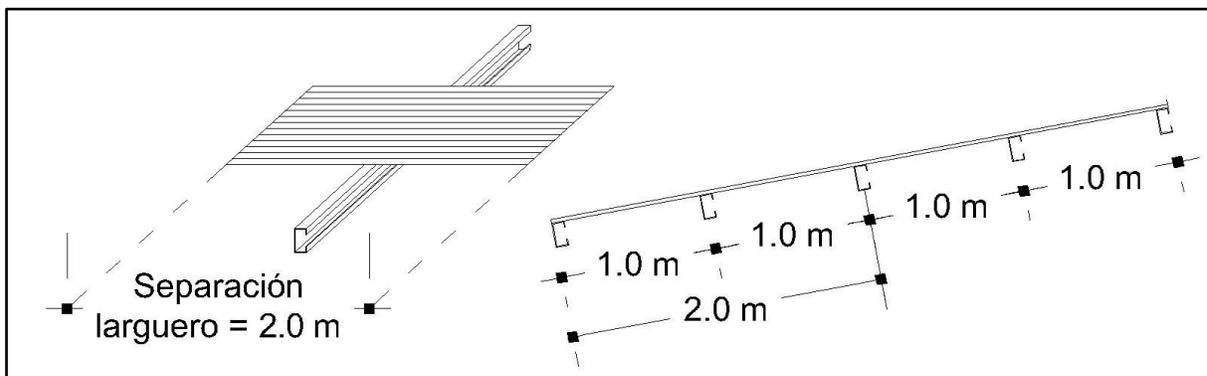


Imagen 5.14. Separación de largueros L-1.

Fuente: Propia (2019)

$$\text{Peso propio del larguero estimado} = \frac{4.53 \text{ kg/m}}{2.0 \text{ m}} = 2.27 \text{ kg/m}^2$$

Resumen:

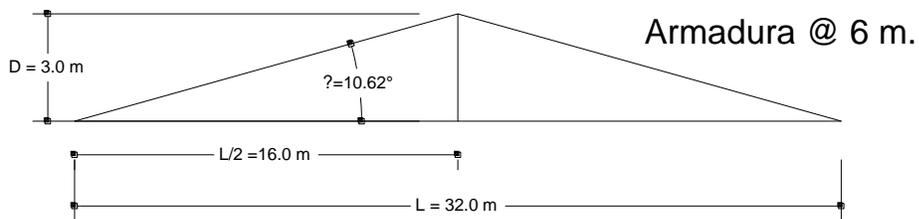
$$\text{Peso lámina TR 101} = 3.92 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso supuesto de larguero} = 2.27 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Suma} = 6.19 \text{ kg/m}^2$$

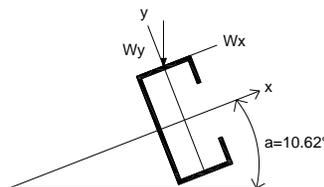
b) Cálculo de los largueros.

Al ser una estructura a dos aguas se cuenta con una pendiente por lo que se calculará a continuación:



$$\tan^{-1} a = \frac{D}{L/2} = \frac{3.0}{16.0} = 10.62^\circ$$

Una vez conociendo el ángulo de inclinación de la cubierta, que es el mismo grado de inclinación de los largueros, las cargas presentes en los largueros deberán descomponerse en los dos ejes, “x” y “y”, debido a que se encuentra sobre una superficie con una inclinación como se muestra a continuación.



El perfil CPL 6 x 2 ½ " calibre 14 cuenta con las siguientes propiedades:

$$S_x = 27.43 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 7.05 \text{ cm}^3$$

Así mismo, ya se conocen los momentos flexionantes, se revisa si el monten supuesto cumple, evaluándolo con la fórmula de interacción:

$$f_{bx} + f_{by} \leq F_b$$

Donde:

$$F_b = 0.60f_y$$

Por lo tanto, los esfuerzos permisibles por flexión en ambos sentidos, para un perfil doblado en frío con un $f_y = 3850 \text{ kg/cm}^2$ son:

$$F_{bx} = F_{by} = 0.60(3850) = 2310 \text{ kg/cm}^2$$

En la siguiente imagen se muestra el monten que presenta los mayores momentos flexionantes ubicado entre los ejes A y B.

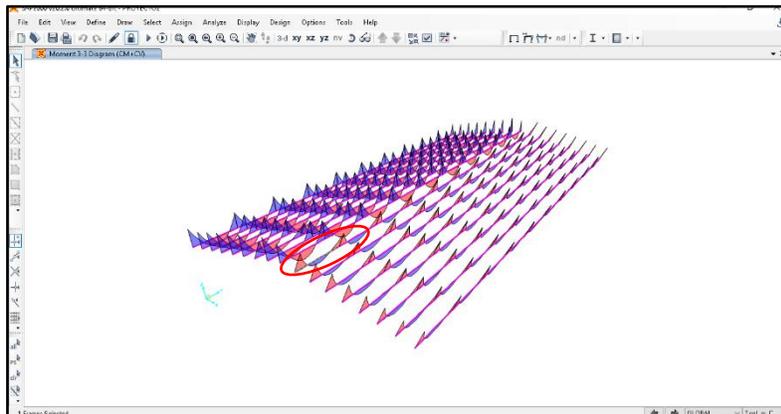


Imagen 5.15. Ubicación del larguero L-1 con los momentos flexionantes más desfavorables.

Fuente: Propia (2019)

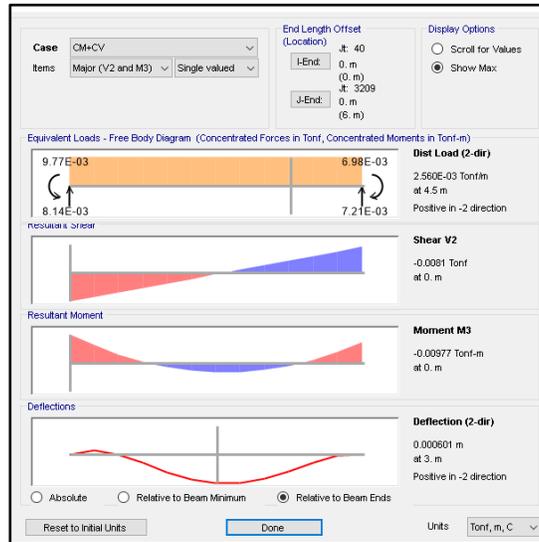


Imagen 5.16. Momento flexionante máximo en el eje x presentado en el elemento.

Fuente: Propia (2019)

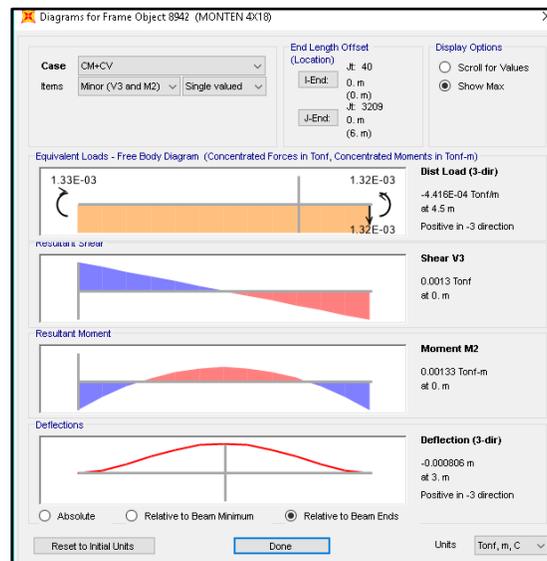


Imagen 5.17. Momento flexionante máximo respecto al eje y.

Fuente: Propia (2019)

Sustituyendo en la fórmula de interacción, la cual es para secciones formadas en frío, se tiene:

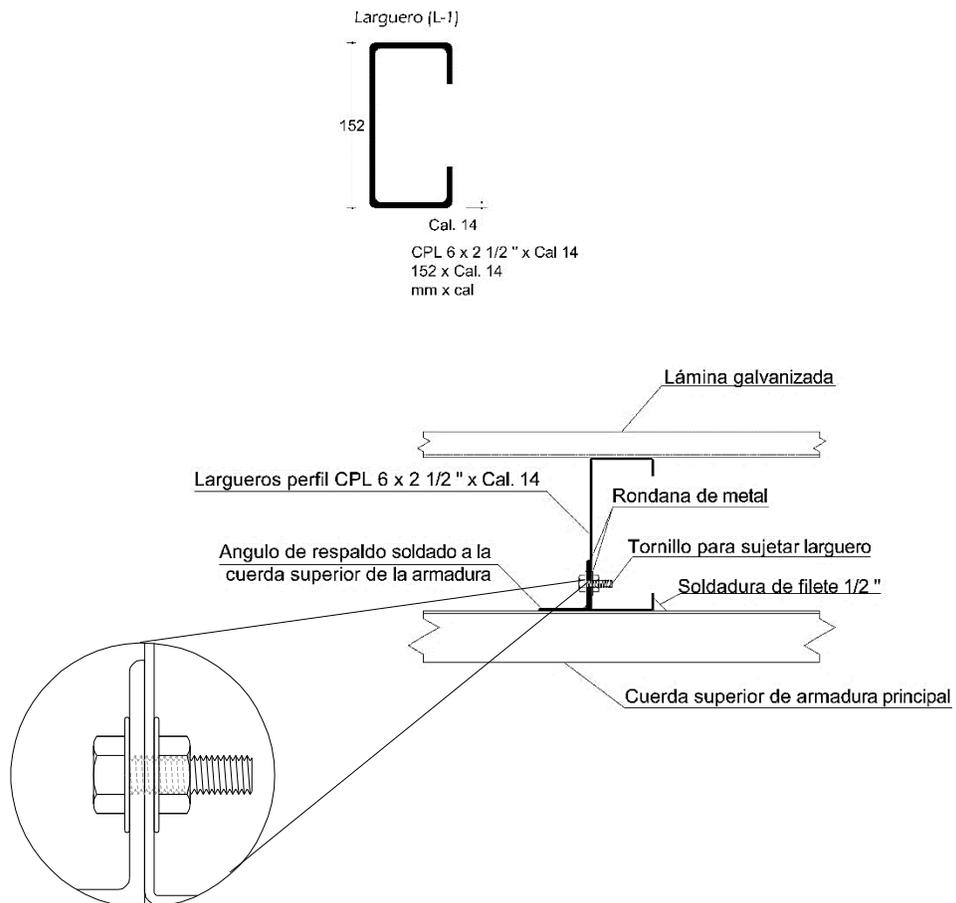
$$f_{bx} + f_{by} \leq 2310 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq 2310 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{977}{27.43} + \frac{133}{7.05} = 2310 \text{ kg/cm}^2$$

$$54.48 \leq 2310 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se acepta ya que la sección no rebasa el esfuerzo permisible que se establece.



5.6. Diseño de armadura principal.

Una armadura es el conjunto de elementos barra ensamblados entre sí sujetos a fuerzas axiales (tensión y compresión), las armaduras generalmente son utilizadas en edificaciones en las que se quiere salvar un gran claro como por ejemplo naves industriales, techumbres para auditorios, etc. El análisis de las armaduras para el presente proyecto se realizó mediante el programa de análisis, modelo y dimensionamiento de problemas de ingeniería en estructuras SAP 2000 v. 20.2.0.

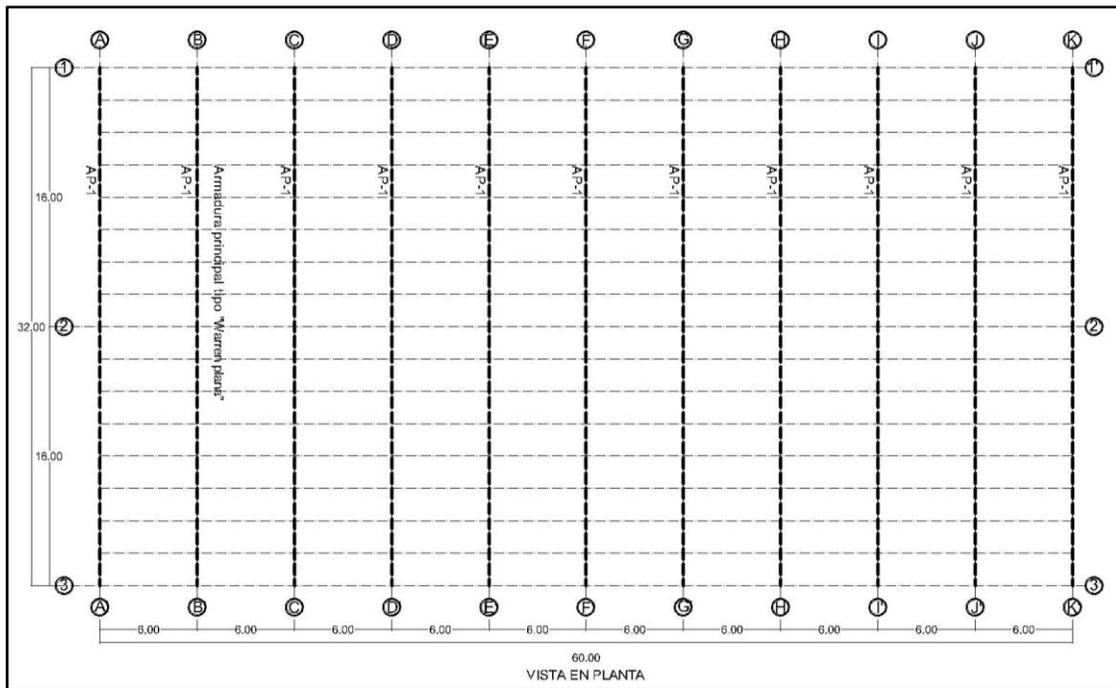


Imagen 5.18. Vista en planta de la ubicación de la armadura principal AP-1.

Fuente: Propia (2020)

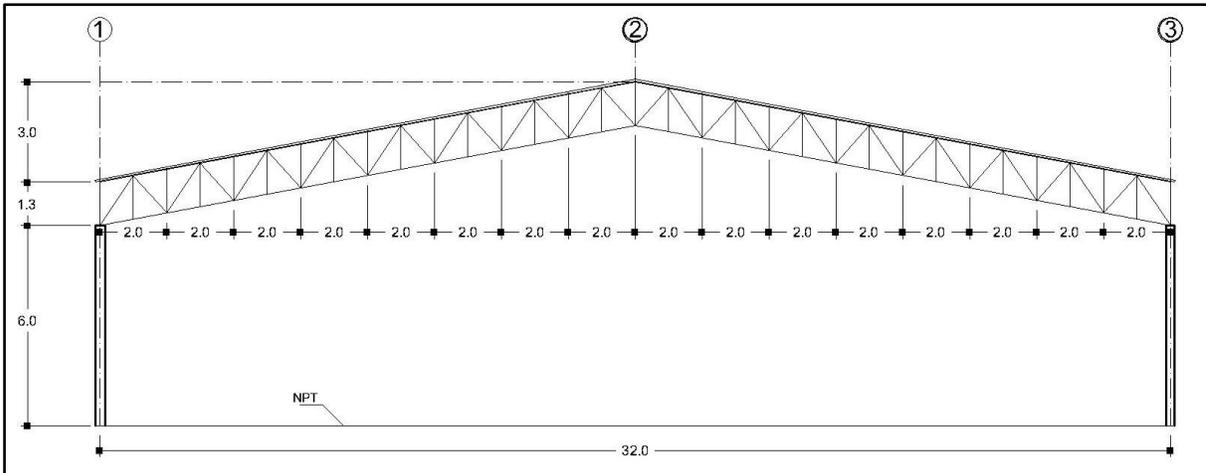


Imagen 5.19. Vista en corte de la armadura principal AP-1.

Fuente: Propia (2020)

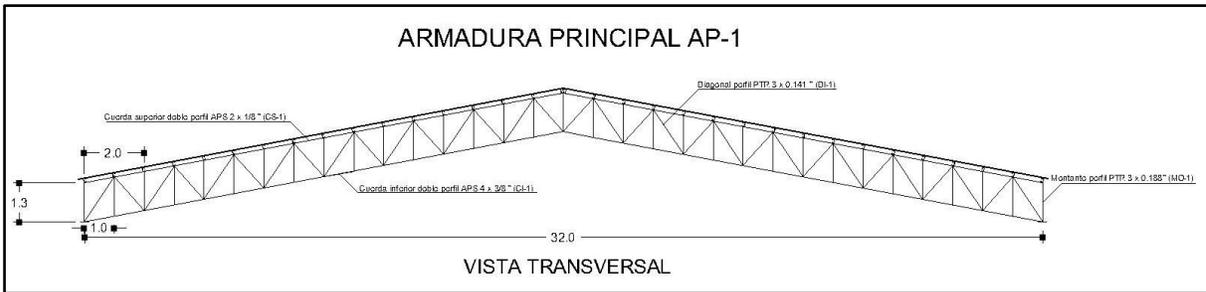


Imagen 5.20. Vista transversal de armadura principal con desglose de sus elementos.

Fuente: Propia (2020)

Con base en los análisis de cargas anteriores y en el diseño por viento, se realizó el modelado en el programa, se realizó un pre dimensionamiento aproximado de los elementos que conforman la estructura metálica a fin de conocer el comportamiento inicial de la estructura ante todas las solicitaciones a las que fue sujeta, a continuación, se muestran los diagramas resultantes del modelado.

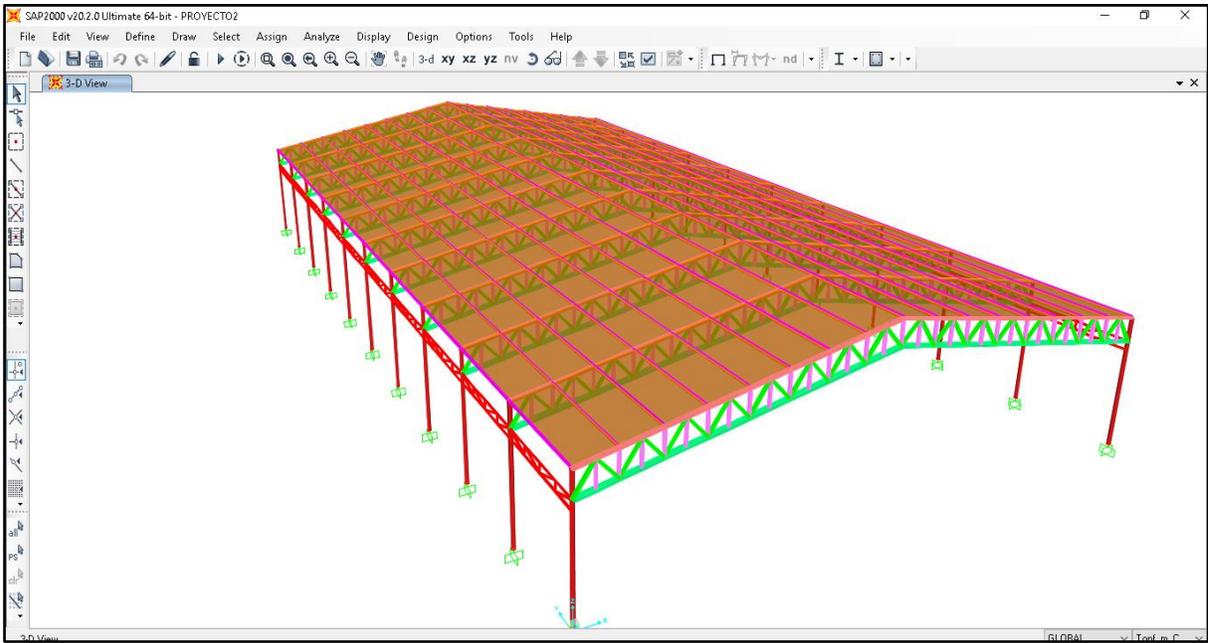


Imagen 5.21. Vista en 3D del modelo en SAP 2000.

Fuente: Propia (2020)

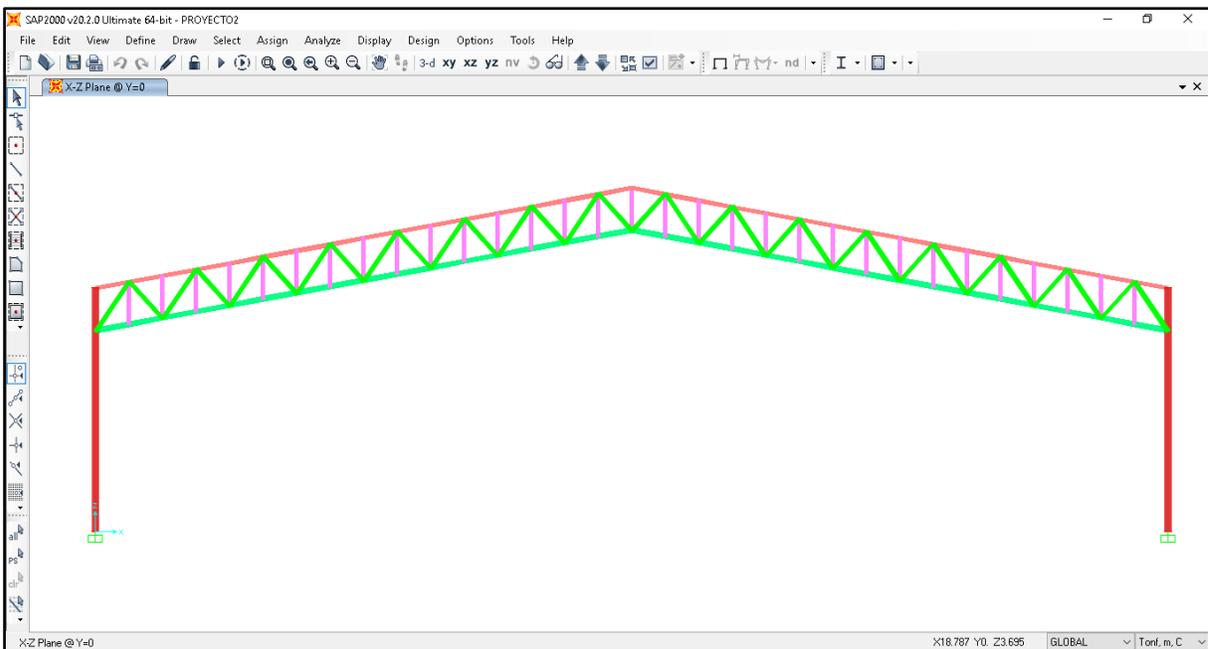


Imagen 5.22. Vista en corte de la estructura modelada en SAP 2000.

Fuente: Propia (2019)

Cuerda superior.

La cuerda superior, al igual que la cuerda inferior, son los elementos que confinan a los otros elementos de la armadura. La cuerda superior tiene la línea de miembros más alta y encuentra extensión desde un apoyo hacia el otro, atravesando la cumbrera. En las armaduras triangulares su máximo esfuerzo en la cuerda superior sucede normalmente en el miembro contiguo al apoyo. Se observó que en el modelo hecho en el programa SAP2000 el elemento más desfavorable presenta una fuerza axial de 9.1931 toneladas en compresión como se muestra a continuación:

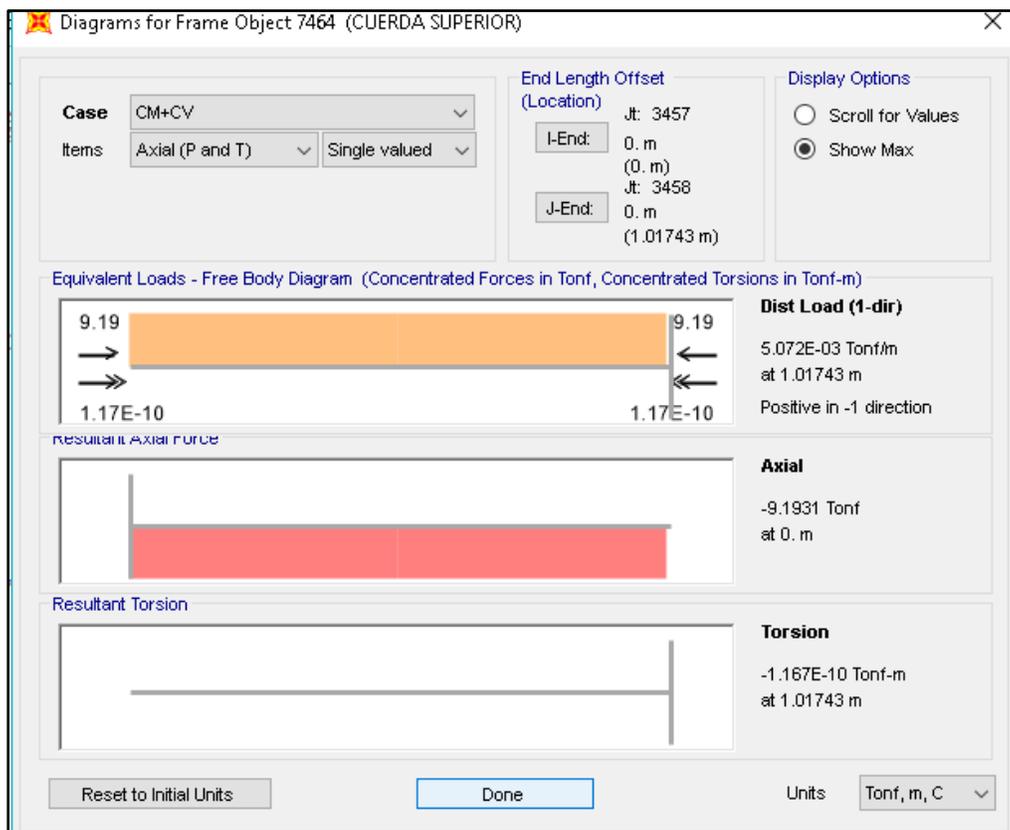


Imagen 5.23. Valor máximo presentado en el elemento.

Fuente: Propia (2019).

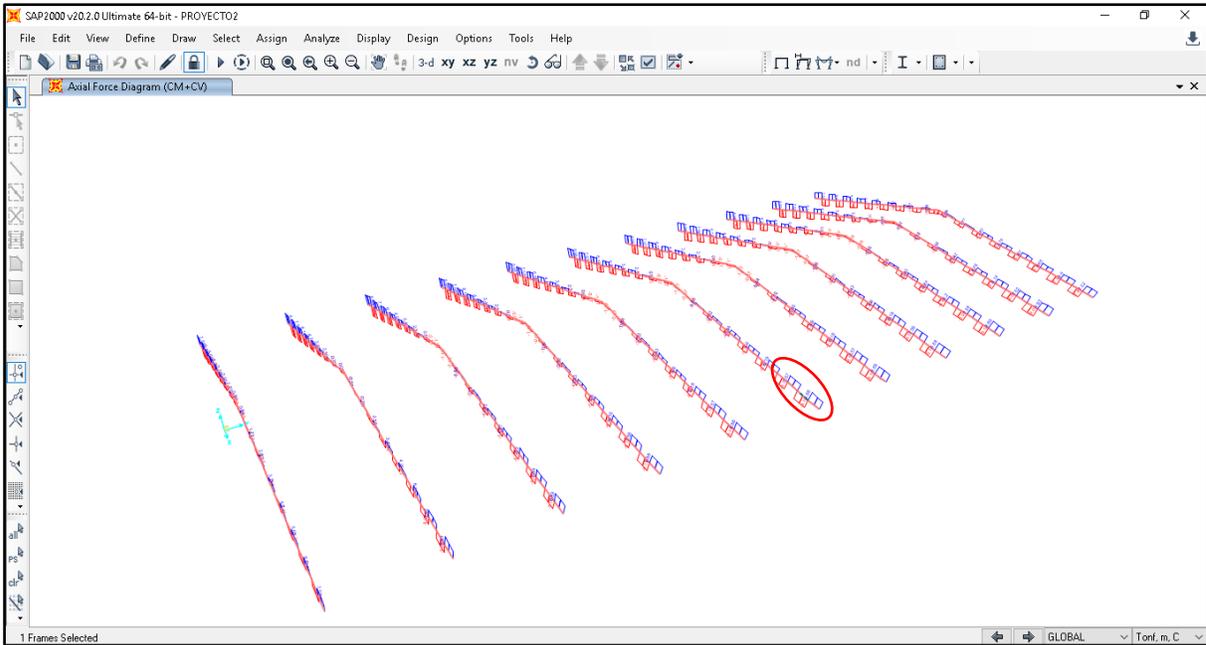
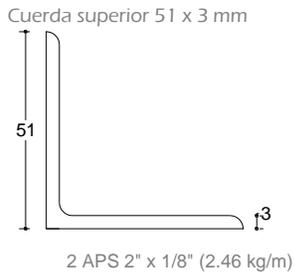


Imagen 5.24. Ubicación del elemento que presenta la fuerza axial más desfavorable, ubicado en el eje F.

Fuente: Propia (2020)

Angulo doble 2 x 1/8 "



DATOS DE LA SECCION PROPUESTA		
b=	51	MM
t=	3	MM
A =	6.2	CM2
lx =	15.82	CM4
r =	1.6	CM
K =	1	tabla
E =	2040000	KG/CM2

DATOS DE SOLICITACION		
Wu =	9.1931	TON
L =	101.74	CM
Fy =	2530	KG/CM2
An =	6.2	CM2
FR PARA SECCION TOTAL	0.9	
Coficiente adim.(n)	1.4	
Fu	4080	KG/CM2

-Clasificación de la sección.

Para alas de ángulos sencillos o de ángulos dobles con separadores, elementos soportados a lo largo de uno solo de sus bordes longitudinales las NTC clasifican para elementos que forman parte de miembros en compresión pura como sigue:

Cálculo de la relación ancho-grueso.

$$\frac{b}{t} = \frac{51}{3} = 17$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 39.75$$

Como $17 \leq 39.75$ se considera tipo 1, 2 o 3.

-Resistencia.

Cálculo de relación máxima de esbeltez.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(101.74)}{1.60} = 63.59$$

Esfuerzo critico de Euler.

$$F_e = \frac{\pi^2(2.04 \times 10^6)}{(63.59)^2} = 4979.50$$

Factor de reducción por esbeltez.

$$X = \left[1 + \left(\frac{2530}{4979.50} \right)^{1.4} \right]^{-\frac{1}{1.4}} = 0.7914$$

Esfuerzo nominal en compresión.

$$F_n = X F_y = 0.7914 * 2530 = 2002.25$$

Resistencia a compresión.

$$R_c = \frac{F_n F_R A}{1000} = \frac{(2002.25)(0.9)(6.2)}{1000} = 11.17 \text{ ton}$$

$$Tolerancia = \left(\left(1 - \frac{11.17}{9.19} \right) * -1 \right) * 100 = 21.53\%$$

Debido a que se excede la tolerancia, la sección se considera sobrada, para que la estructura no se desproporcione debido a cambios bruscos de secciones, se aceptara la sección considerando que esta sobrada.

Cuerda inferior.

La cuerda inferior forma parte de la armadura siendo esta ultima la que sirva para confinar los demás elementos junto con la cuerda superior. Después de aplicar todas las respectivas cargas a la estructura se analizaron las diferentes fuerzas generadas en estos elementos a fin de diseñar con la fuerza más desfavorable generada en el elemento ya sea en tensión y/o en compresión. Se observó que toda la cuerda inferior se encuentra a tensión, y que la mayor fuerza axial se presenta en la cuerda inferior es de 76.7555 toneladas, por lo que se diseñó en base a esta fuerza máxima generada.

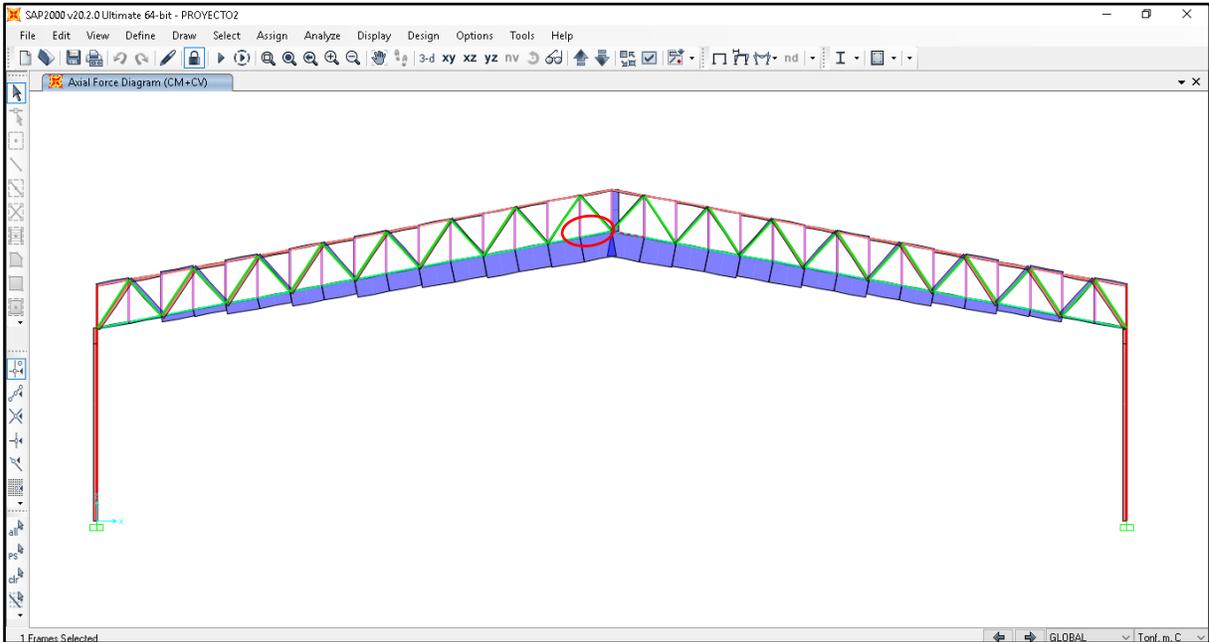
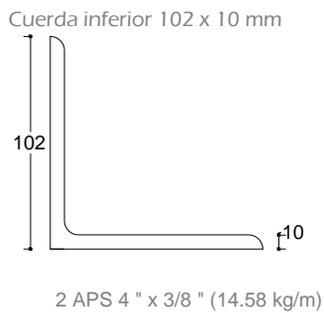


Imagen 5.25. Ubicación del tramo donde se presenta la mayor fuerza de tensión (eje A).

Fuente: Propia (2019)

Angulo doble 4 x 3/8 "



DATOS DE LA SECCION PROPUESTA		
b=	102	MM
t=	10	MM
A =	36.9	CM2
I =	363	CM4
r =	3.12	CM
E =	2040000	KG/CM2

DATOS DE SOLICITACION		
WU	76.7555	TON
L	1.0174	M
FY	2530	KG/CM2
An	36.9	area neta
FR PARA SECCION TOTAL	0.9	
FR PARA SECCION TOTAL	0.75	
Fu	4080	kg/cm2

a) Estado límite de fluencia en la sección total.

$$Rt = FRFyA = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 36.9 \text{ cm}^2$$

$$Rt = 84021 \text{ kg} = 84.0213 \text{ ton}$$

b) Fractura en la sección neta.

$$Rt = FR Fu An = 0.75 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 36.9 \text{ cm}^2$$

$$Rt = 112914 \text{ kg} = 112.91 \text{ ton}$$

Rige la menor 84.02 ton, por lo tanto:

$$84.02 \text{ ton} \leq 76.7555 \text{ ton}$$

$$Tolerancia = \left(-1 + \left(\frac{84.02}{76.7555} \right) \right) * 100 = 9.47\%$$

Debido a que la sección entra dentro de la tolerancia de 10% \pm , por lo tanto, la sección es suficiente y se acepta.

Montante

Los montantes son los elementos que forman parte de la armadura y que conectan la cuerda inferior y superior, estos elementos están sometidos a fuerzas axiales, suelen estar en una posición vertical. Mediante el análisis en SAP se obtuvo una fuerza axial de 25.7371 toneladas a tensión en el elemento más desfavorable y en el que se basó el cálculo.

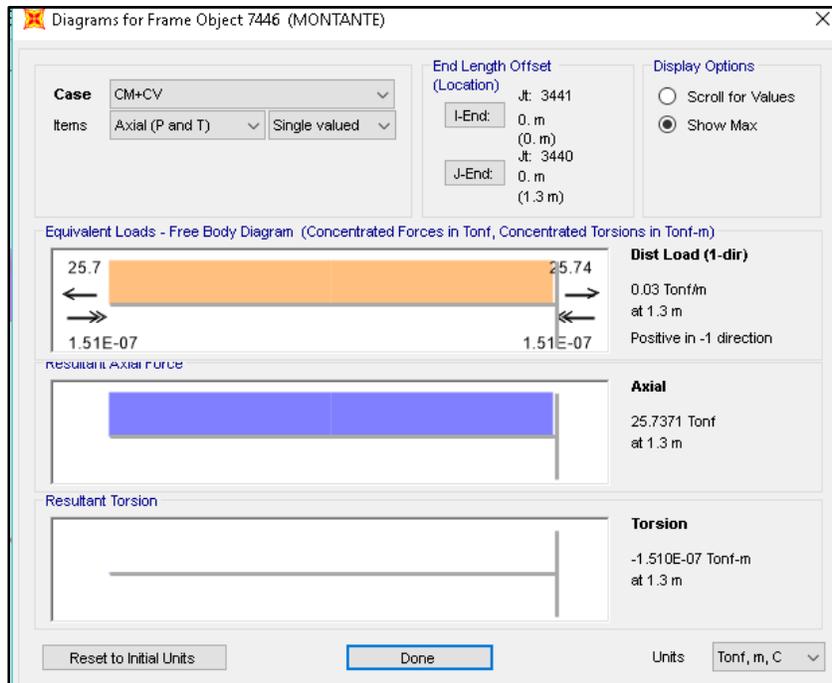


Imagen 5.26. Máxima fuerza de tensión presentada en el elemento.

Fuente: Propia (2019)

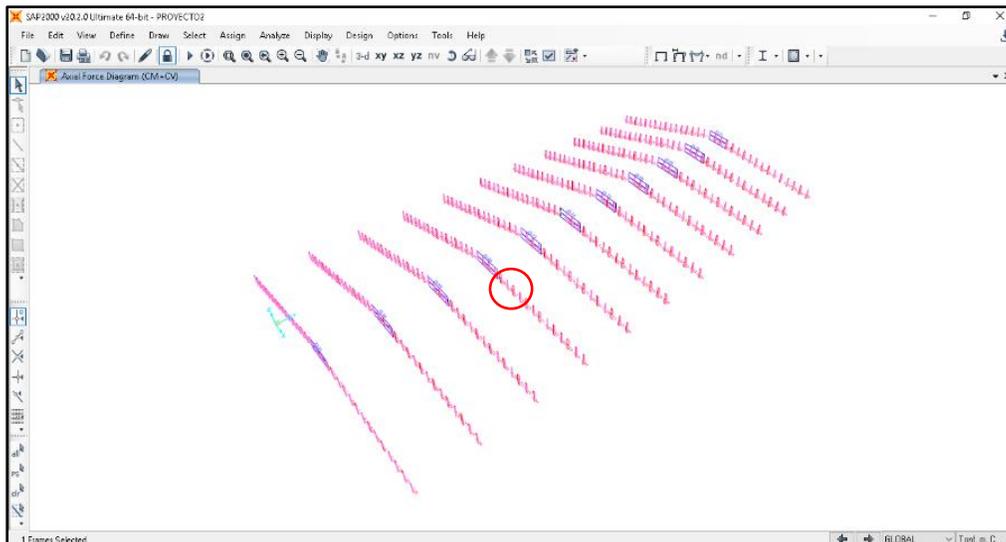


Imagen 5.27. Ubicación donde se presenta la mayor fuerza axial (eje D).

Fuente; Propia (2019)

El perfil propuesto contenido en el catálogo de perfiles del IMCA es un PTR de 3 x 0.188 " (76 x 4.8 mm).

De acuerdo el con criterio de resistencia última de las (LRFD) empleado en las NTC, se debe cumplir que:

$$Pu \leq F_R P_n$$

Para el LRDF se deben revisar los siguientes estados de falla:

a) Flujo plástico en la sección total.

$$Pu \leq F_R P_n$$

Donde:

$$P_n = A F_y$$

$$F_R = 0.9$$

A = Área total

b) Factor en la sección neta.

$$Pu \leq F_R P_n$$

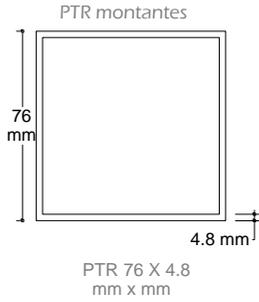
Donde:

$$P_n = A F_y$$

$$F_R = 0.75$$

F_u = Esfuerzo de ruptura.

PTR 3 x 0.188 "



DATOS DE LA SECCION PROPUESTA		
b =	76	MM
t =	4.8	MM
A =	13	CM2
lx y ly =	108	CM4
rx =	2.9	CM
K =	1	
E	2040000	KG/CM2

DATOS DE SOLICITACION		
Pu =	25.7371	TON
L =	1.3	M
Fy =	2530	KG/CM2
An =	13	CM2
FR PARA SECCION TOTAL	0.9	
FR PARA SECCION TOTAL	0.75	
Fu =	4080	kg/cm2

a) Estado límite de fluencia en la sección total.

$$Rt = FRFyA = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 13 \text{ cm}^2$$

$$Rt = 29601 \text{ kg} = 29.60 \text{ ton}$$

b) Fractura en la sección neta.

$$Rt = FR Fu An = 0.75 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 13 \text{ cm}^2$$

$$Rt = 39780 \text{ kg} = 39.78 \text{ ton}$$

Rige la menor 29.60 ton, por lo tanto:

$$25.73 \text{ ton} \leq 29.60 \text{ ton}$$

$$\text{Tolerancia} = \left(-1 + \left(\frac{29.61}{25.73} \right) \right) * 100 = 15.07\%$$

Al no existir otra sección comercial que cumpla con el área de acero requerida se acepta, por lo tanto, se acepta la sección aun si ésta esta sobrada en un 5%, ya que la tolerancia que se acepta es 10% ±.

Diagonal.

Las diagonales al igual que los montantes son elementos que unen la cuerda superior y la cuerda inferior. Mediante el análisis realizado en el programa SAP se obtuvo una fuerza axial máxima de 14.9529 toneladas a compresión, se diseñó en base a ese valor para ese elemento más desfavorable.

Las NTC marcan como límite:

- Secciones tipo 1, 2 y 3 con dos ejes de simetría inestabilidad por flexión.
- Secciones con un o ningún eje de simetría (ángulos o tes) inestabilidad por flexión y pandeo por torsión y flexotorsión.
- Sección tipo 4. Flexión, torsión o flexotorsión y pandeo local.
 - a) Inestabilidad por flexión.

Miembros de sección transversal I, H, circular o rectangular hueca.

$$R_c = FR \times F_y A$$

Donde:

FR = Factor de resistencia igual a 0.9

A= Área total de la sección del elemento.

$$X = \left[1 + \left(\frac{Fy}{Fe} \right)^n \right]^{-\frac{1}{n}}$$

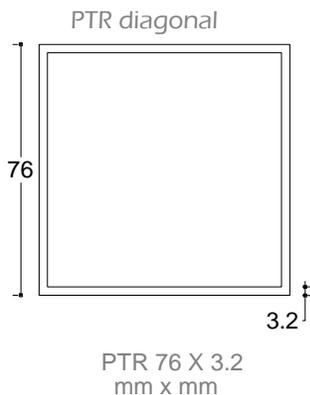
Fe = Esfuerzo crítico de Euler

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

KL/r = Relación de esbeltez máxima de la columna

n = Coeficiente adimensional (1.4)

PTR de 3 x 0.141 “



DATOS DE LA SECCION PROPUESTA		
b=	76	MM
t=	3.2	MM
A =	9.01	CM2
ix =	79.83	CM4
r =	2.95	CM
K =	1	tabla
E =	2040000	KG/CM2

DATOS DE SOLICITACION		
Wu =	14.9529	TON
L =	179.24	CM
Fy =	2530	KG/CM2
An =	9.01	CM2
FR PARA SECCION TOTAL	0.9	
Coficiente adim.(n)	1.4	
Fu	4080	KG/CM2

-Clasificación de la sección.

Para paredes de grueso uniforme de secciones HSS y en cajón rectangulares las NTC clasifican para elementos que forman parte de miembros en compresión pura como sigue:

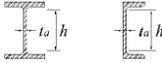
Elementos atiesados (*)	Almas de secciones I o H con dos ejes de simetría y de canales	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de grueso uniforme de secciones HSS y en cajón, rectangulares	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines, placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Todos los elementos atiesados restantes	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones HSS circulares	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Imagen 5.28. Clasificación para elementos en compresión pura.

Fuente: NTC (2017)

Cálculo del ancho efectivo.

$$b = 2t - b'$$

$$b' = 76 - 2(3.2)$$

$$b' = 69.6 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{69.6}{3.2} = 21.75$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 39.75$$

Como $21.75 \leq 39.75$ se considera tipo 1, 2 o 3.

-Resistencia.

Cálculo de relación máxima de esbeltez.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(179.24)}{2.95} = 60.76$$

Esfuerzo critico de Euler.

$$F_e = \frac{\pi^2(2.04 \times 10^6)}{(60.76)^2} = 5453.86$$

Factor de reducción por esbeltez.

$$X = \left[1 + \left(\frac{2530}{5453.86} \right)^{1.4} \right]^{-\frac{1}{1.4}} = 0.8108$$

Esfuerzo nominal en compresión.

$$F_n = X F_y = 0.8108 * 2530 = 2051.43$$

Resistencia a compresión.

$$R_c = \frac{F_n F_R A}{1000} = \frac{(2051.43)(0.9)(9.01)}{1000} = 16.64 \text{ ton}$$

$$\text{Tolerancia} = \left(\left(1 - \frac{16.64}{14.95} \right) * -1 \right) * 100 = 11.25\%$$

Como el 11.25% no entra en el rango de tolerancia de 10% \pm , se acepta la sección propuesta, debido a que con una sección comercial anterior de menor área de acero no cumple, y con una posterior queda más sobrado, por lo tanto, se acepta, aunque este ligeramente sobrada la sección. Para fines constructivos se igualarán las dimensiones de este elemento con el elemento anterior (montante) a fin de que los dos

elementos entren en los huecos intermedios entre los ángulos que conforman la cuerda inferior y la cuerda superior, esto con el propósito de facilitar el montaje y la soldadura con los otros elementos que conforman la armadura.

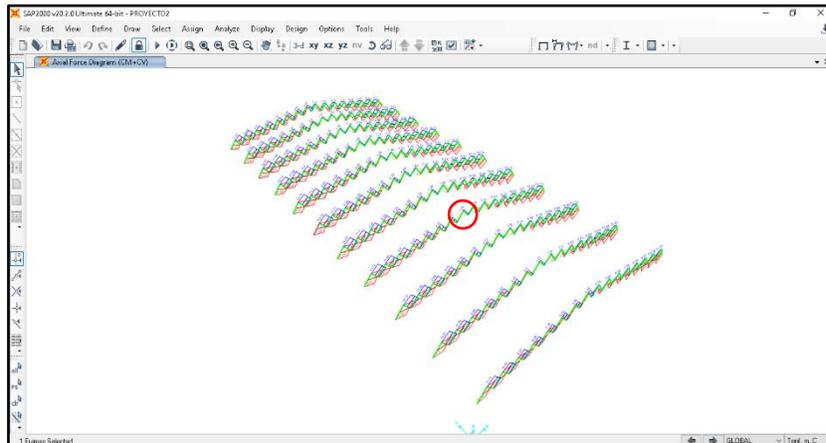


Imagen 5.29. Ubicación del elemento donde se presenta la mayor fuerza axial (eje H).

Fuente: Propia (2019)

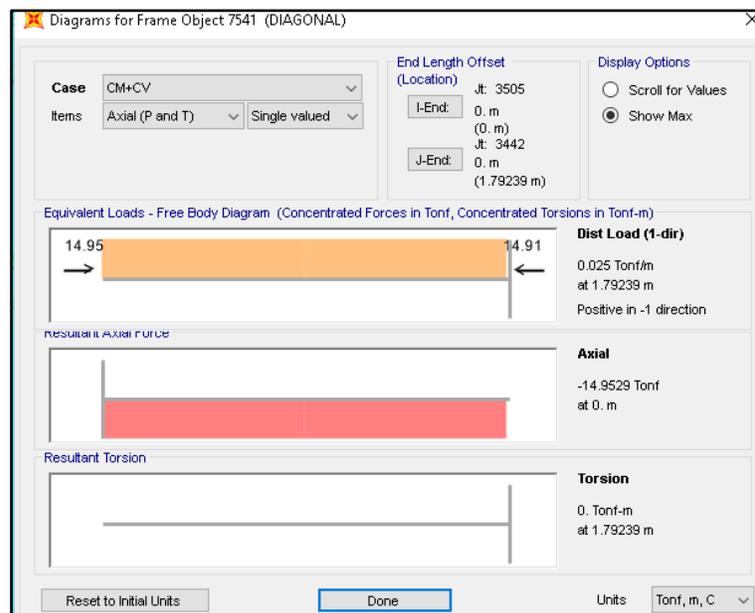
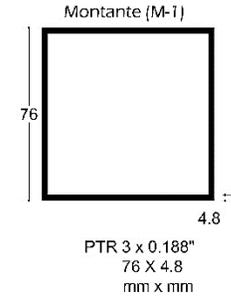
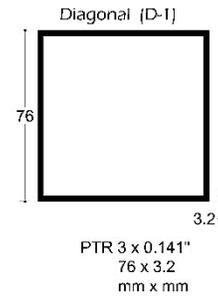
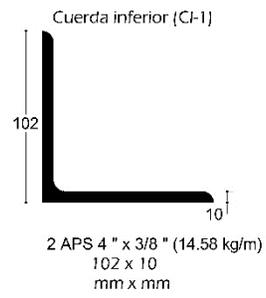
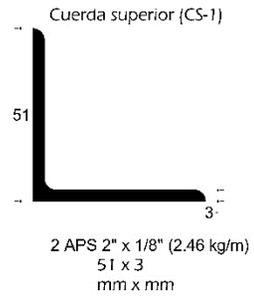
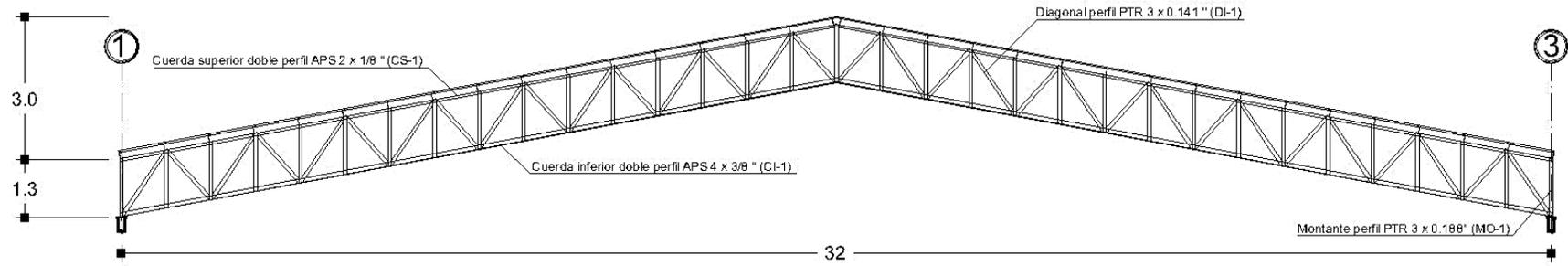


Imagen 5.30. Valor máximo de la fuerza de compresión presentada en el elemento.

Fuente: Propia (2019)

Armadura principal



5.7. Diseño de armadura secundaria.

La armadura secundaria será la encargada de ligar o unir cada una de las columnas que contiene este proyecto, además, esta misma aportara un cierto grado de rigidez a la estructura. La estructuración y dimensiones de la armadura secundaria se mostrarán a continuación en las siguientes imágenes.

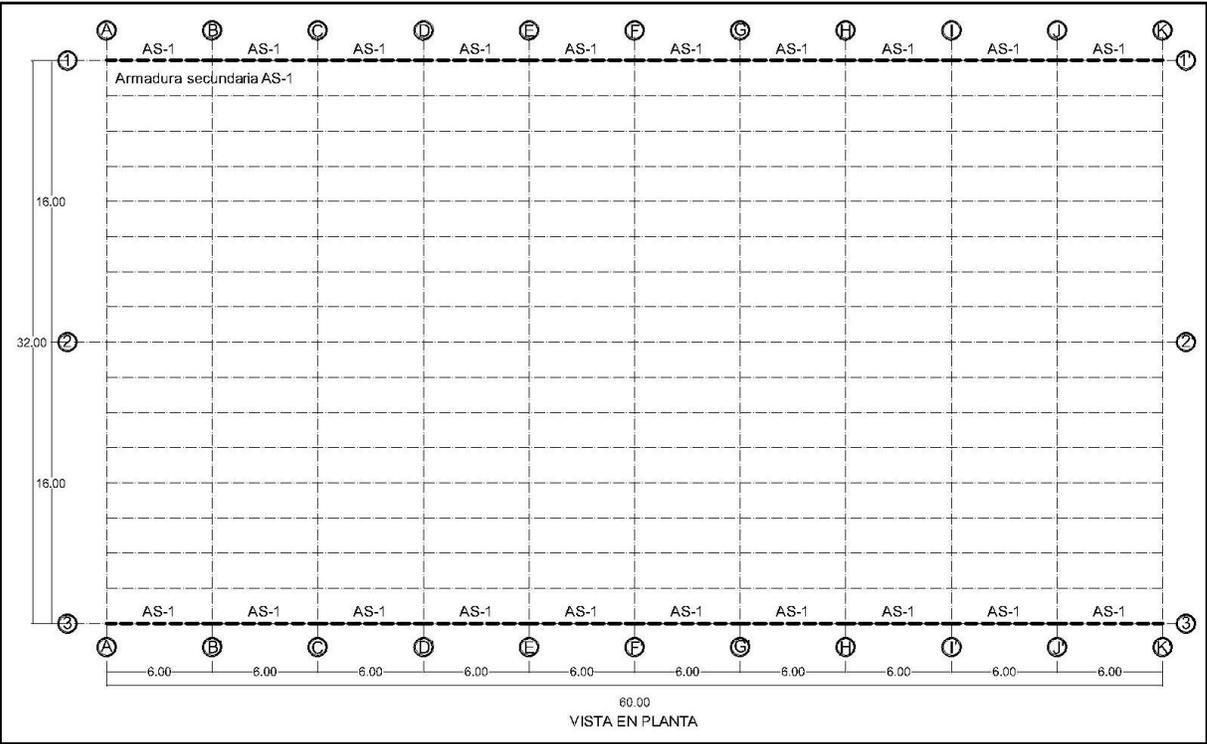


Imagen 5.31. Vista en planta de la ubicación de la armadura secundaria AS-1.

Fuente: Propia (2020)

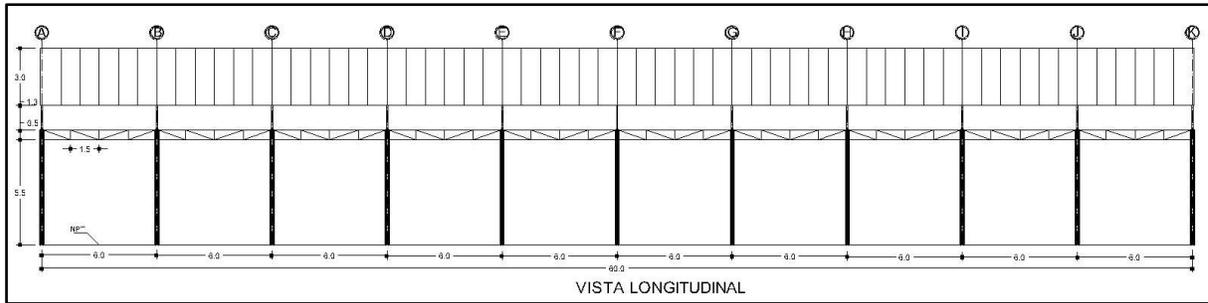


Imagen 5.32. Vista longitudinal de la ubicación de las armaduras secundarias o de ligue AS-1.

Fuente: Propia (2020)

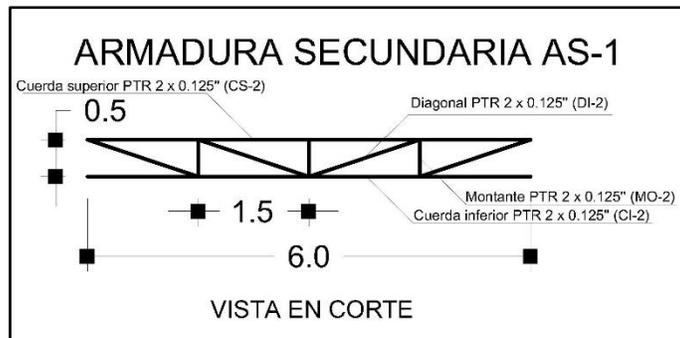


Imagen 5.33. Armadura secundaria AS-1 con el desglose de sus elementos.

Fuente: Propia (2020)

El análisis de las armaduras se realizó mediante el programa de análisis, modelo y dimensionamiento de problemas de ingeniería en estructuras SAP 2000 v.20.2.0. Con el propósito de hacer más fácil el proceso constructivo y las conexiones de los elementos pertenecientes a esta armadura, se realizará el cálculo en base al elemento más desfavorable o que presente una mayor fuerza axial, así mismo este elemento se analizará también comprobando que el mismo elemento resista la fuerza axial contraria, es decir se analizará tanto por tensión como por compresión. A continuación, se presentan los valores máximos del elemento más desfavorables.

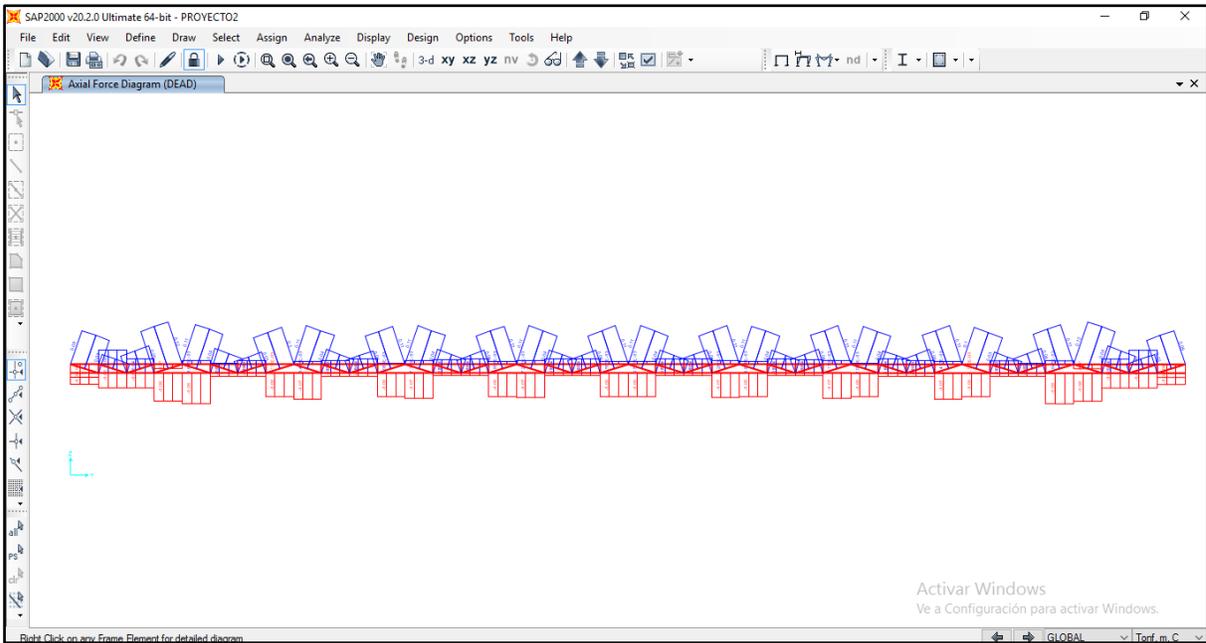


Imagen 5.34. Diagramas de fuerzas axiales presentes en los elementos de la armadura secundaria.

Fuente: Propia (2020)

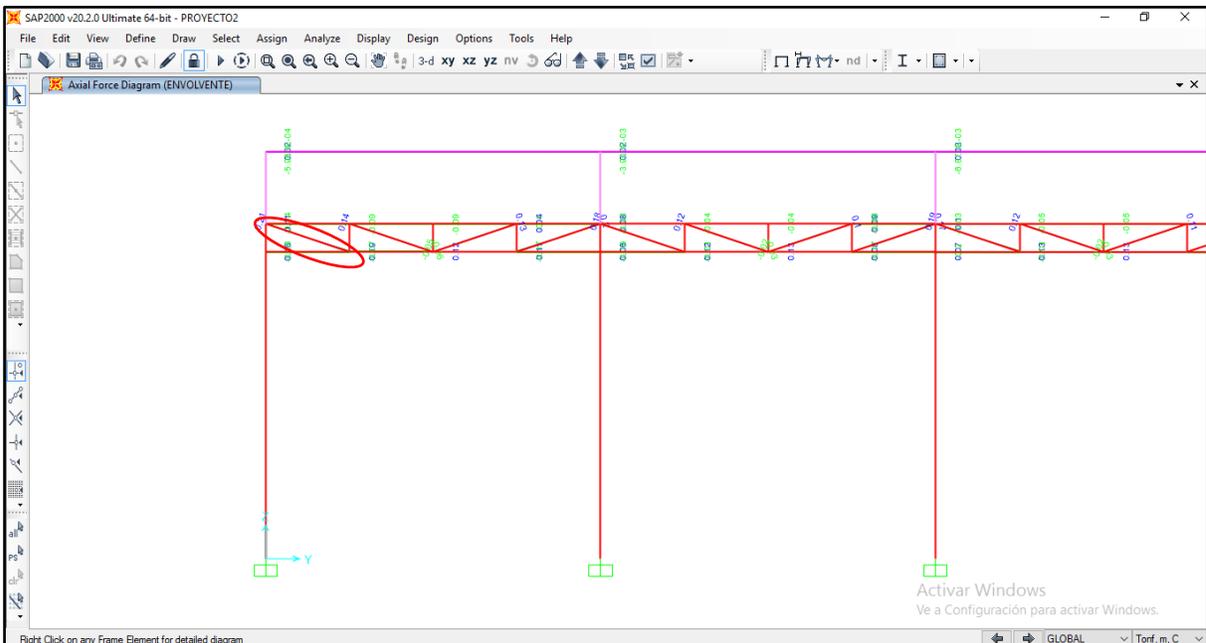


Imagen 5.35. Diagonal de la armadura secundaria que presenta mayor fuerza axial, ubicada entre los ejes A y B.

Fuente: Propia (2020)

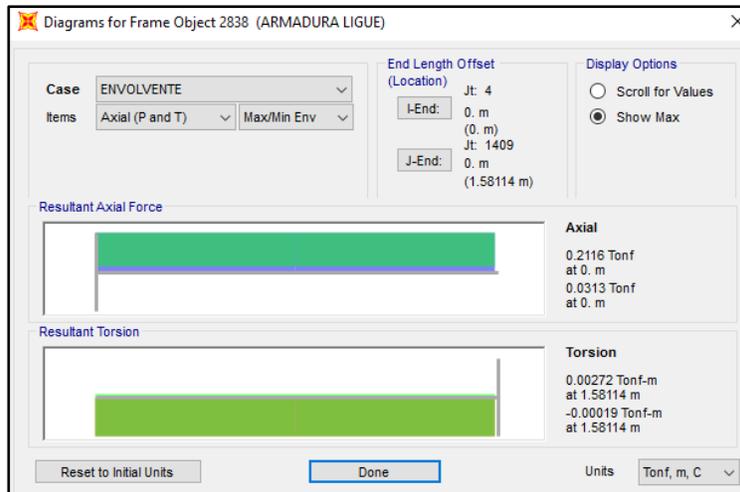


Imagen 5.36. Valor máximo presentado en el elemento.

Fuente: Propia (2020)

Mediante el análisis realizado en el programa SAP 2000 se obtuvo una fuerza axial máxima de 0.2116 toneladas a tensión en la primera diagonal de la armadura, se diseñó en base a ese valor.

De acuerdo con el criterio de resistencia última de las (LRFD) empleado en las NTC, se debe cumplir que:

$$P_u \leq F_R P_n$$

Para el LRFD se deben revisar los siguientes estados de falla:

a) Flujo plástico en la sección total.

$$P_u \leq F_R P_n$$

Donde:

$$P_n = A F_y$$

$$F_R = 0.9$$

A = Área total

b) Factor en la sección neta.

$$Pu \leq F_R P_n$$

Donde:

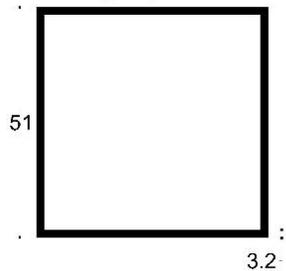
$$P_n = A F_y$$

$$F_R = 0.75$$

Fu = Esfuerzo de ruptura.

PTR 2 x 0.125''

PTR diagonal, montante, cuerda inferior y superior



PTR 51 X 3.2
mm x mm

DATOS DE LA SECCION PROPUESTA

b =	51	MM
t =	2.8	MM
A =	5.11	CM2
Ix y Iy =	19.04	CM4
rx =	1.93	CM
K =	1	
E	2040000	KG/CM2

DATOS DE SOLICITACION

Pu =	1	TON
L =	1.58	M
Fy =	2530	KG/CM2
An =	5.11	CM2
FR PARA SECCION TOTAL	0.9	
FR PARA SECCION TOTAL	0.75	
Fu =	4080	kg/cm2

-Diseño por tensión.

a) Estado límite de fluencia en la sección total.

$$R_t = FRF_y A = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 5.11 \text{ cm}^2$$

$$R_t = 11635 \text{ kg} = 11.64 \text{ ton}$$

b) Fractura en la sección neta.

$$R_t = FR F_u A_n = 0.75 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 5.11 \text{ cm}^2$$

$$R_t = 15636 \text{ kg} = 15.64 \text{ ton}$$

Rige la menor 11.64 ton, por lo tanto:

$$1 \text{ ton} \leq 11.64 \text{ ton}$$

-Diseño por compresión.

$$\frac{b}{t} = \frac{51}{2.8} = 18.21$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 39.75$$

Como $18.21 \leq 39.75$ se considera tipo 1, 2 o 3.

Resistencia.

Cálculo de relación máxima de esbeltez.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(158)}{1.93} = 81.87$$

Esfuerzo critico de Euler.

$$F_e = \frac{\pi^2(2.04 \times 10^6)}{(81.87)^2} = 3004.21$$

Factor de reducción por esbeltez.

$$X = \left[1 + \left(\frac{2530}{3004.21} \right)^{1.4} \right]^{-\frac{1}{1.4}} = 0.6607$$

Esfuerzo nominal en compresión.

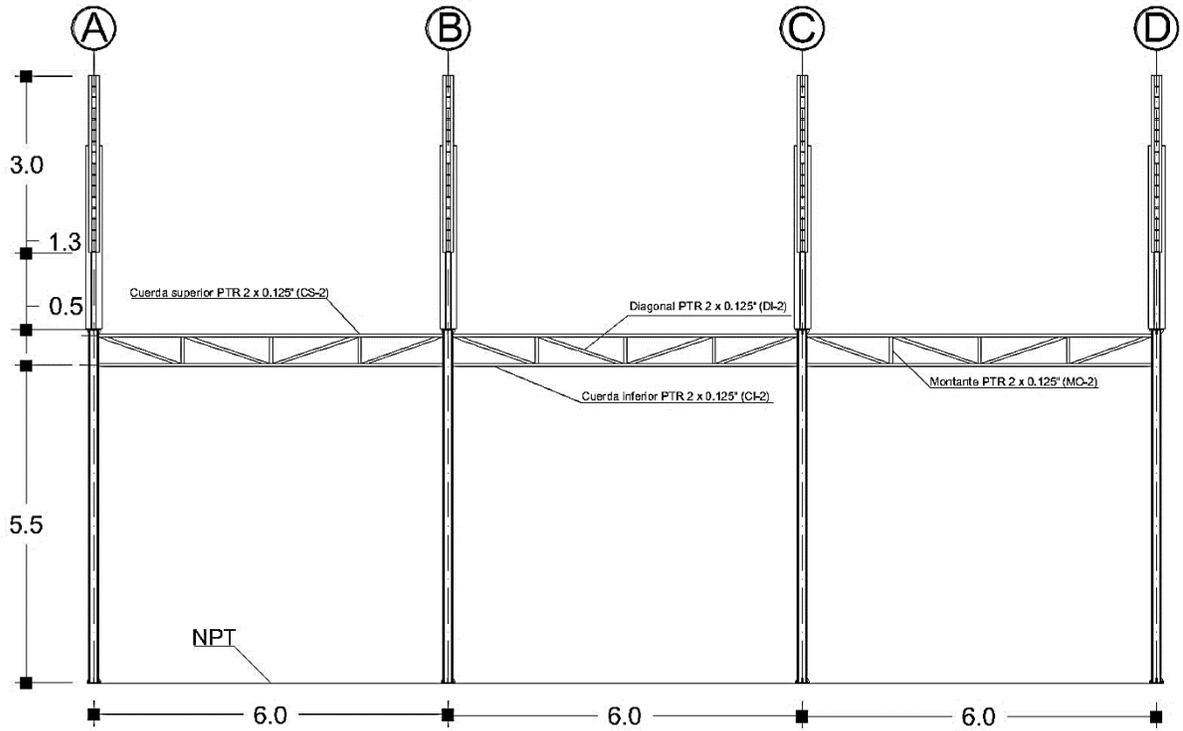
$$F_n = X F_y = 0.6607 * 2530 = 1671.73$$

Resistencia a compresión.

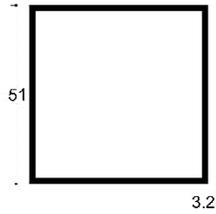
$$R_c = \frac{F_n F_R A}{1000} = \frac{(1671.73)(0.9)(5.11)}{1000} = 7.69 \text{ ton}$$

Lógicamente al presentarse una fuerza axial muy chica en el elemento tanto tensión como compresión, la sección propuesta queda muy sobrada, inclusive la sección comercial más chica (PTR 1 x 0.095") cumple sin problema, a fin de no causar un contraste muy considerable entre las secciones de las columnas y de los elementos de la armadura principal, se consideró emplear la sección propuesta.

Armadura secundaria



PTR diagonal (D-2), montante (M-2),
cuerda inferior (CI-2) y superior
(CS-2)



PTR 2 x 0.125"
51 x 3.2
mm x mm

5.8. Diseño de columnas.

Las columnas forman parte esencial de la armadura ya que son éstas las que ayudan a transmitir las cargas a la cimentación, las cargas son producto de los elementos y las acciones que se consideran que obrarán sobre la estructura. Las columnas son elementos sometidos a flexo compresión.

En la práctica, las columnas además de resistir fuerzas de flexión en una o dos direcciones, debidas a dos circunstancias, están sometidas a la excentricidad de la carga axial y el hiperestatismo de la estructura.

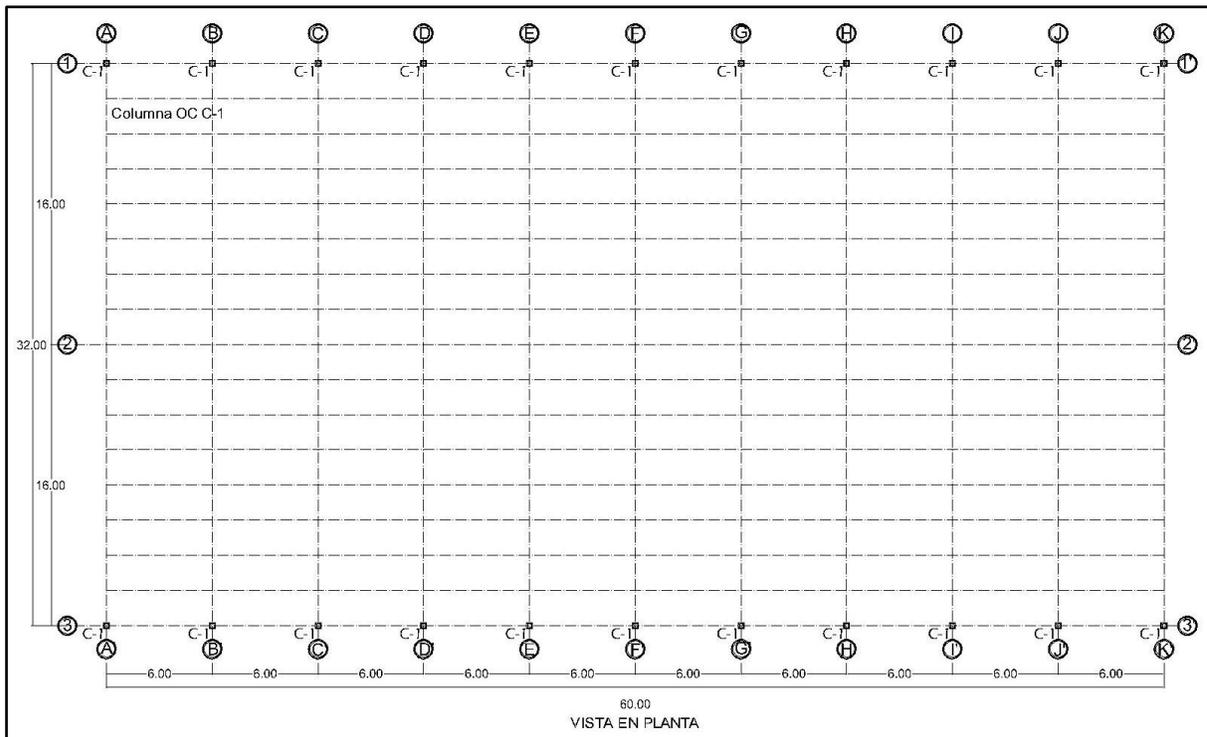


Imagen 5.37. Vista en planta de la ubicación de las columnas de tubo circular OC.

Fuente: Propia (2020)

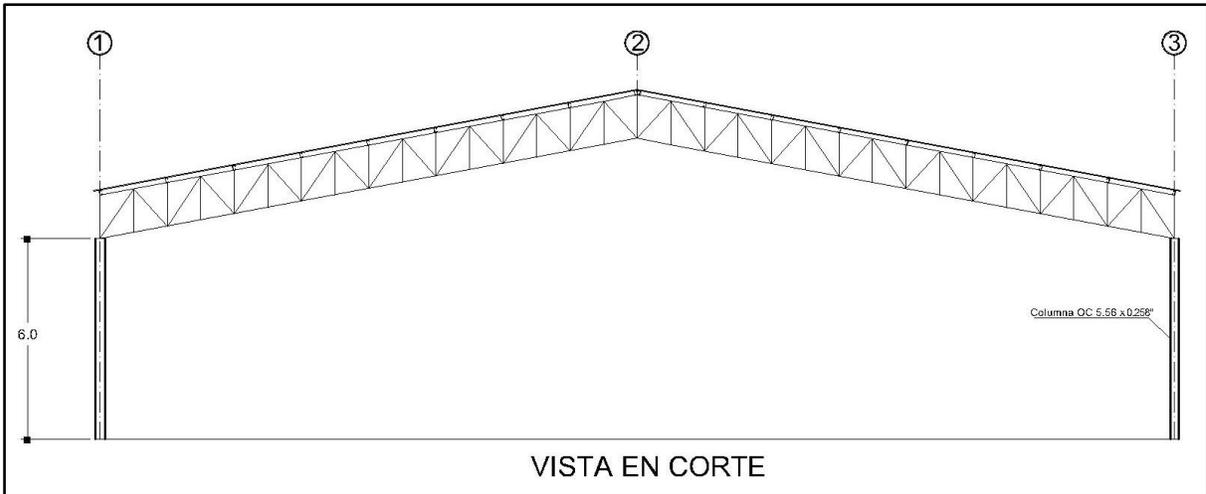


Imagen 5.38. Vista en corte de la ubicación de la columna de tubo circular C-1.

Fuente: Propia (2020)

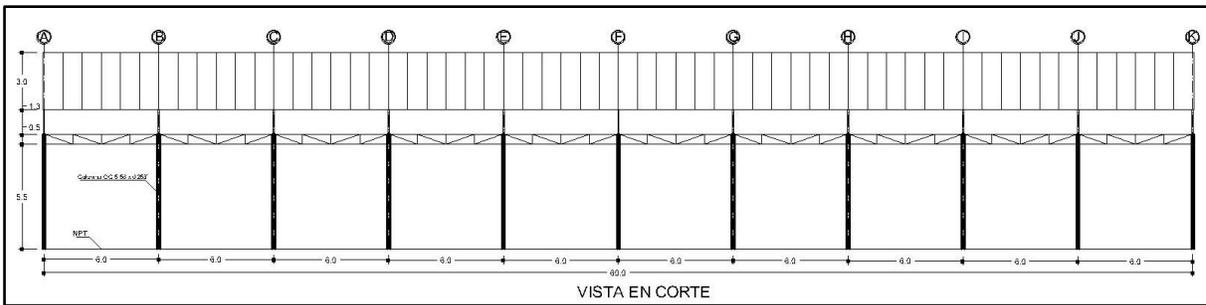


Imagen 5.39. Vista longitudinal de la ubicación de la columna de tubo circular C-1.

Fuente: Propia (2020)

Las distintas columnas que conforman la estructura son afectadas por diferentes combinaciones de cargas que generan momentos flexionantes y fuerzas axiales diferentes, es necesario realizar un análisis de estas fuerzas axiales y estos momentos en cada elemento a fin de garantizar que dicho elemento es capaz de resistir las dos solicitaciones anteriores, las cargas son aplicadas en forma conjunta sobre la estructura por lo que una columna sometida a una fuerza axial mayor o a un momento mayor no necesariamente es la más desfavorable. Mediante el análisis del modelo en

SAP 2000, se registraron los siguientes datos que corresponden a las fuerzas axiales a las que cada columna está sometida, así como a los momentos presentes en cada una de ellas. A continuación, se presenta una tabla con los datos más desfavorables de las distintas combinaciones de carga para cada columna:

NO. COLUMNA	PU DESFAV	MX DESFAV	MY DESFAV
COL 1	11.0879	3.0819	0.0547
COL 2	13.2703	3.1554	0.0313
COL 3	13.3720	3.1667	0.0170
COL 4	13.3663	3.1734	0.0115
COL 5	13.3826	3.1783	0.0058
COL 6	13.3860	3.1799	0.0000
COL 7	13.3826	3.1783	0.0058
COL 8	13.3720	3.1667	0.0170
COL 9	13.2703	3.1554	0.0313
COL 10	11.0879	3.0819	0.0547
COL 11	11.0879	3.0819	0.0547
COL 12	13.2702	3.1554	0.0313
COL 13	13.3720	3.1667	0.0170
COL 14	13.3663	3.1734	0.0115
COL 15	13.3827	3.1783	0.0058
COL 16	13.3860	3.1799	0.0000
COL 17	13.3827	3.1783	0.0058
COL 18	13.3663	3.1734	0.0115
COL 19	13.2703	3.1554	0.0313
COL 20	11.0879	3.0819	0.0547

Nota: las unidades de los valores de fuerzas axiales están dados en Tonf, las unidades para momentos están dados en ton-m.

Imagen 5.40. Tabla con los valores de fuerzas axiales y momentos más desfavorables para cada columna, en diferentes combinaciones de cargas.

Fuente: Propia (2019)

Como puede observarse en la imagen 5.41, la columna más desfavorable es la columna 6 ubicada en los ejes F y eje 3 y, al tener todas las columnas una misma sección (circular) se procede a diseñar la sección en base a esta columna.

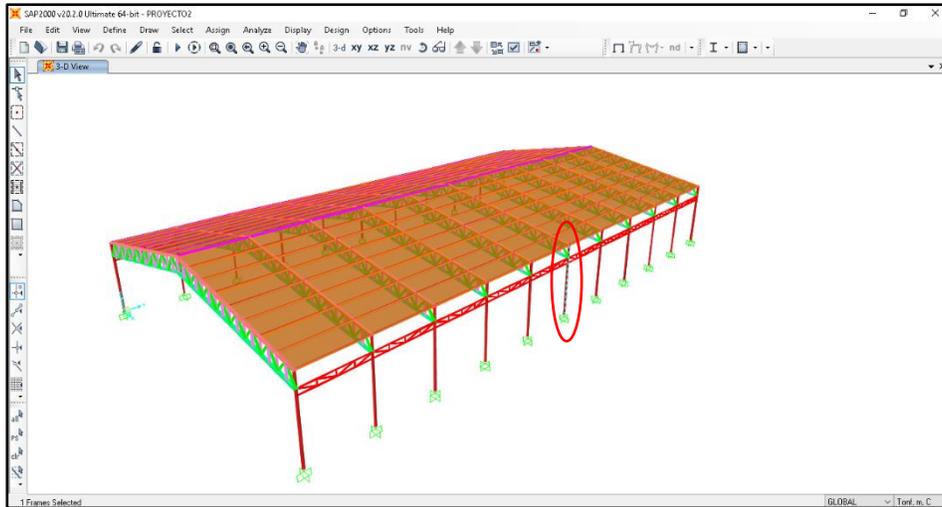


Imagen 5.41. Ubicación de la columna que presenta la fuerza y los momentos más desfavorables.

Fuente: Propia (2019)

Los valores máximos de fuerza axial y momentos que se presentan en la columna 6 se muestran en las siguientes imágenes:

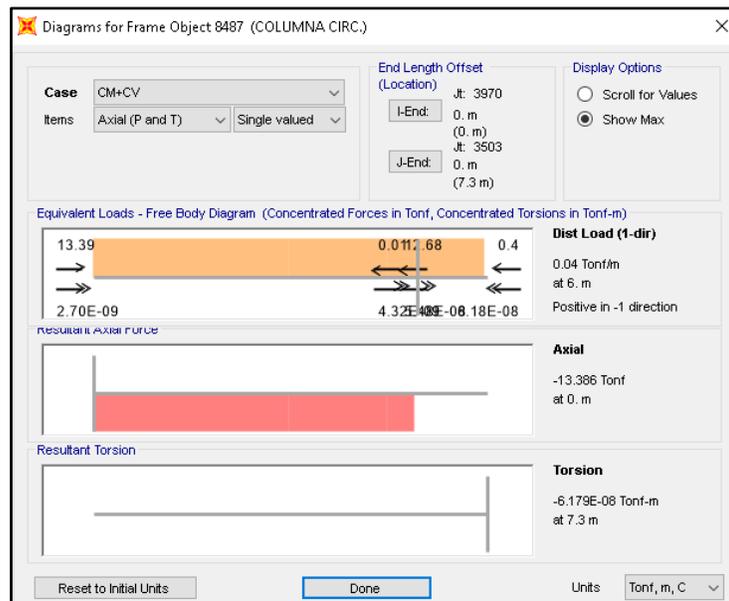


Imagen 5.42. Valor máximo de fuerza axial en la columna

Fuente: Propia (2019)

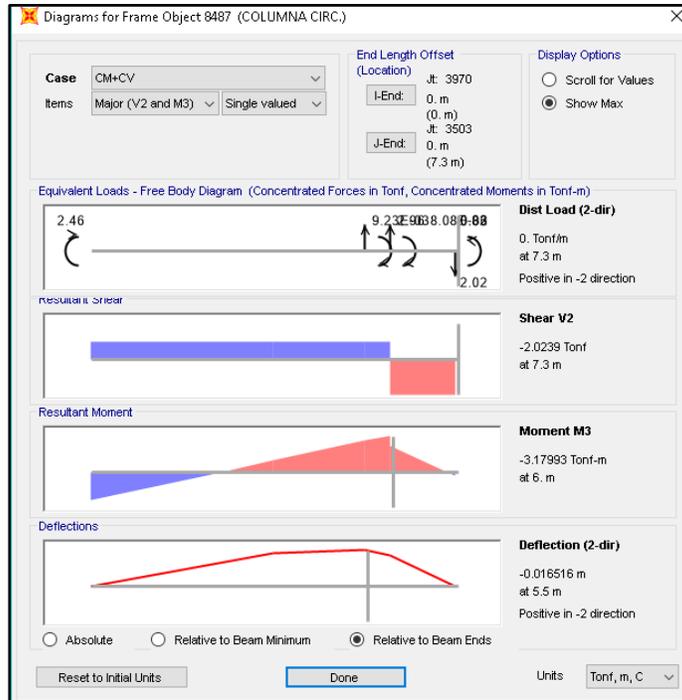


Imagen 5.43. Momento máximo presente en la columna respecto al eje x.

Fuente: Propia (2019).

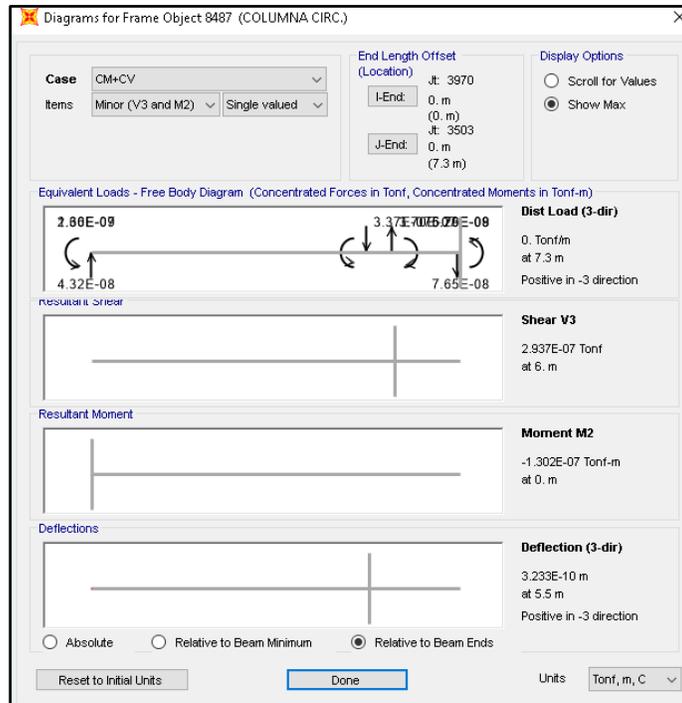
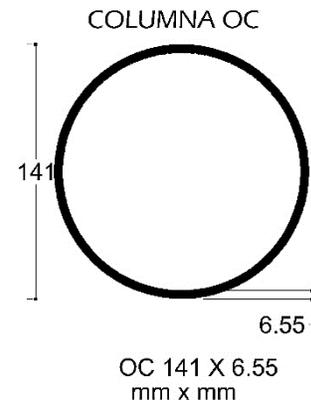


Imagen 5.44. Momento máximo presente en la columna respecto al eje y.

Fuente: Propia (2019).

Columna circular.

Datos de la sección propuesta		
D =	141	mm
t =	6.55	mm
A =	27.73	cm ²
Z _x =	115	cm ³
E =	2040000	kg/cm ²
F _y =	3515	kg/cm ²
FR flex-com =	0.9	adm
S _x	89.29	cm ³
P =	13.386	tonf
M _x =	3.17993	tonm
M _y =	0.0000001302	tonm



Clasificación del perfil.

Para secciones HSS de sección circular que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión las NTC-CDMX-17 establecen que la relación D/t de la sección circular debe ser menor a:

Tipo 1

$$0.038 \frac{E}{F_y}$$

Tipo 2

$$0.07 \frac{E}{F_y}$$

Tipo 3

$$0.31 \frac{E}{F_y}$$

Sustituyendo:

$$\frac{D}{t} = \frac{141 \text{ mm}}{6.35 \text{ mm}} = 21.52$$

Tipo 1

$$0.038 \frac{E}{F_y} = 22.05$$

Tipo 2

$$0.07 \frac{E}{F_y} = 40.62$$

Tipo 3

$$0.31 \frac{E}{F_y} = 179.91$$

Como $21.52 < 22.05$ la sección se clasifica sección **Tipo 1**. Como la sección es tipo 1 y no es una sección H ni una sección I, se utiliza la fórmula 8.1.4. de las NTC-CDMX-17.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

FR = 0.9 (flexión)

Pu, Mux, Muy = Fuerza axial de diseño que obra en la columna y momentos de diseño en el extremo considerado.

Mpx = Zx Fy; Mpy= Zy Fy

Py = A Fy

Cálculo de momento resistente.

$$MR = FR Mn = FR (Zx Fy)$$

$$MR = (0.9)(115)(3515) = 363,802 \text{ kg.cm}$$

$$MR = 3.6380 \text{ ton.m}$$

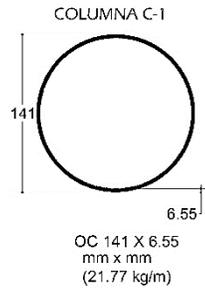
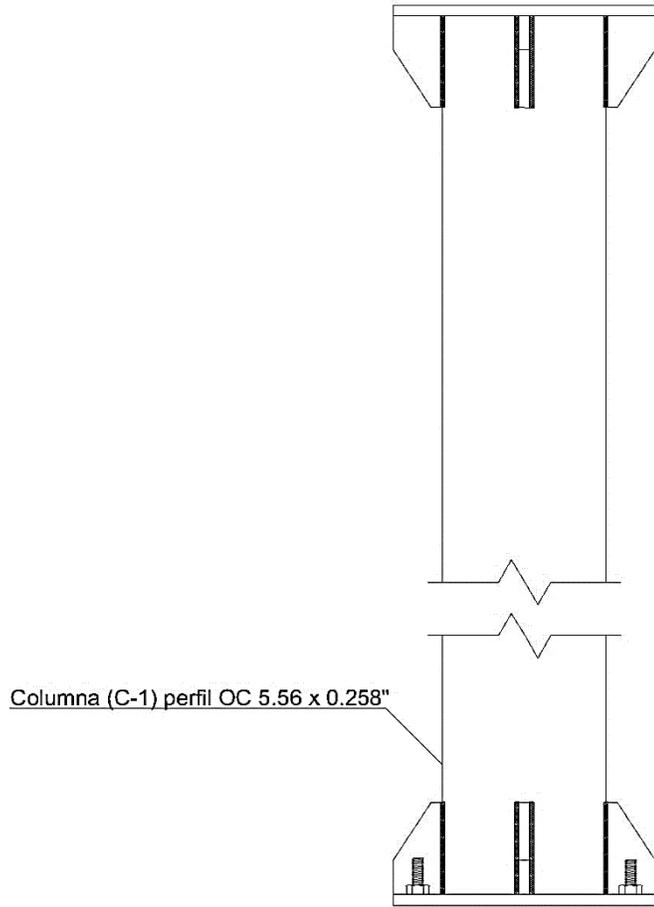
Sustituyendo los valores en la ecuación 8.1.4. de las NTC-CDMX-17:

$$\frac{(13.386 * 1000)}{(0.9 * 27.73 * 3515)} + \frac{(3.17993 * 100000)}{(0.9 * 363802)} + \frac{(0.0000001302 * 100000)}{(0.9 * 363802)} = 1.0991$$

Como $1.0991 > 1.0$ se concluye que la sección es ligeramente insuficiente, por lo cual se procede a realizar una tolerancia para comprobar si entra en un rango de $10\% \pm$.

$$Tolerancia = (1.0 - 1.0791) * 100 = 9.91\%$$

Por lo tanto, se concluye que, aunque la sección es insuficiente entra dentro del rango de tolerancia de $10\% \pm$, ya que tiene una tolerancia de 9.91%, por lo tanto, se acepta la sección.



5.9. Diseño de conexiones.

Placas.

Las placas son el elemento cuya función es transmitir las cargas de un elemento a otro, es decir, las placas son el medio por el cual las cargas de la estructura en conjunto son transmitidas a la cimentación para posteriormente transmitir las cargas al suelo. Las placas cumplen un papel importante por lo mencionado anteriormente, por lo que es necesario que las placas cuenten con un anclaje adecuado a la cimentación, he aquí la necesidad de colocar las llamadas anclas, que restringen los desplazamientos y desprendimientos que puedan llegar a pasar.

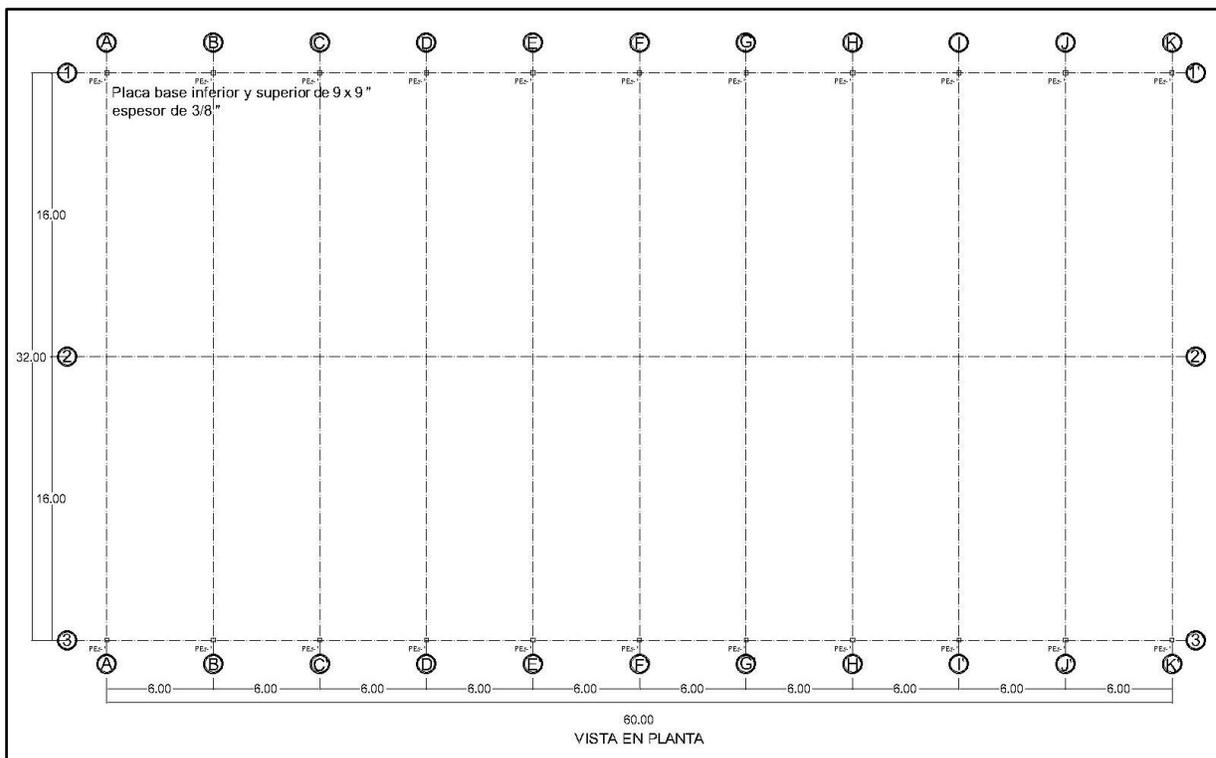


Imagen 5.45. Vista en planta de la ubicación de la placa base superior PBs-1.

Fuente: Propia (2020)

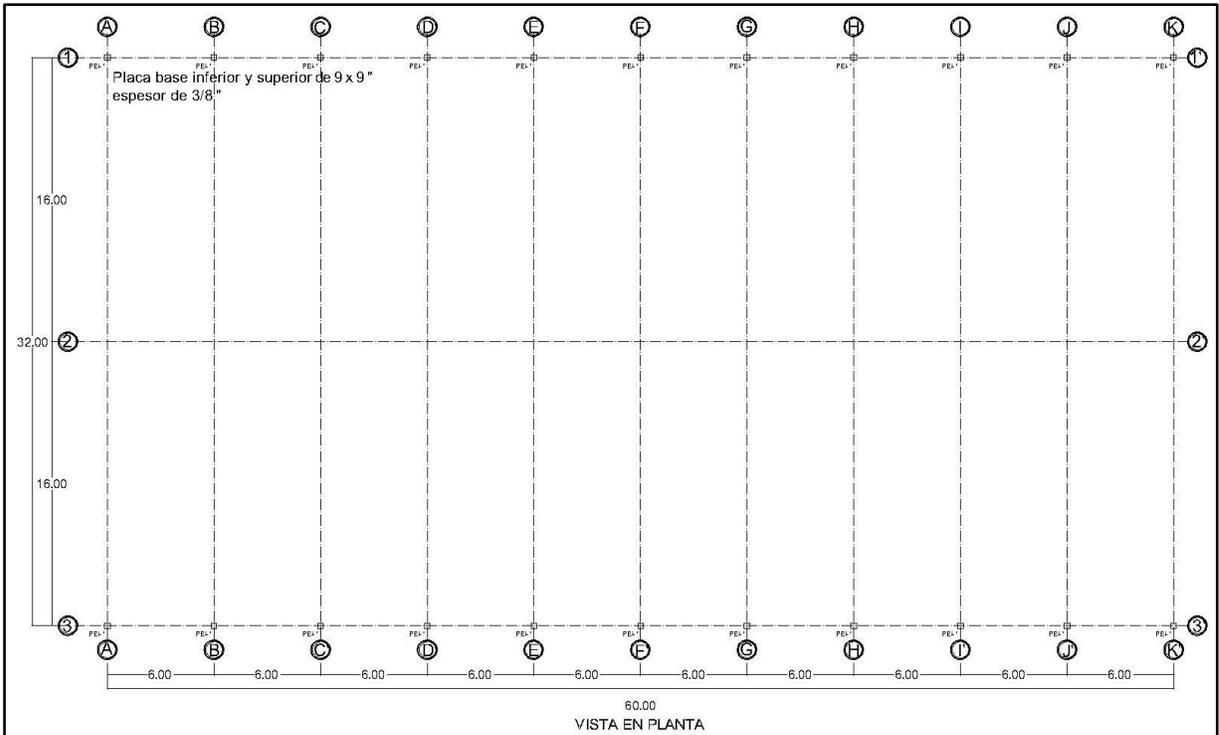


Imagen 5.46. Vista en planta de la ubicación de la placa base inferior PBI-1.

Fuente: Propia (2020)

Debido a que los alcances de la presente tesis se limitan al diseño de únicamente la superestructura, no se realizará el trabajo de diseño para la cimentación de soporte, razón por la cual se desconocen las dimensiones exactas del dado de cimentación. Como las columnas consideradas para el proyecto son secciones OC circulares de un diámetro igual a 5.56” el equivalente a 15 cm aproximadamente, la base de concreto se supondrá de las mismas dimensiones que resulte la placa con un $f'c=120 \text{ kg/cm}^2$, considerando que las dimensiones de las columnas entren dentro de las dimensiones del dado.

Diseño de la placa de base para la columna OC circular.

Datos		
P =	13.3860	tonf
f'c =	120	kg/cm ²
d =	14.2	cm
b =	14.2	cm
fy =	3515	kg/cm ²

-Determinación de Fp.

Como la base de concreto será de las mismas dimensiones que la placa de base de la columna, entonces:

$$Fp = 0.25f'c = 0.25 \left(120 \frac{kg}{cm^2} \right) = 30 \text{ kg/cm}^2$$

-Área requerida para la placa.

$$A = \frac{P}{Fp} = \frac{(13.3860)(1000)}{(30)} = 446.2 \text{ cm}^2$$

Donde:

A: Área necesaria para la placa

P: Carga axial a la que se encuentra sometida la placa.

Fp: Esfuerzo permisible en la base.

-Dimensionamiento de la placa.

Se buscarán que las dimensiones de la placa de tal manera que se vea cubierta el área calculada anteriormente. Se cuidará guardar las proporciones con las dimensiones del perfil.

$$\frac{5.56''}{5.56''} = \frac{1}{1} \quad \text{por lo tanto:}$$

$$B = N = 1B$$

$$A = B \times N = 1B \times 1B = 1B^2$$

Despejando B:

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{446.2 \text{ cm}^2} = 21.12 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$B = 21.12 \text{ cm y } N = 21.12 \text{ cm}$$

Convirtiendo N a pulgadas cerradas

$$B = N = \frac{21.12 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}} = 8.32''$$

Redondeando al número inmediato superior se tiene $N = B = 9''$ (22.86 cm).

Por lo tanto:

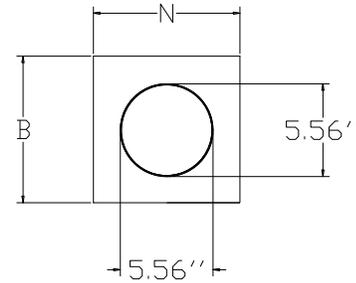
$$\text{Área de la placa} = (22.86)(22.86) = 522.58 \text{ cm}^2$$

Como la base de concreto se supondrá igual a la placa resultante, el dado de concreto medirá 9 x 9".

-Determinación de "m" y "n".

Se buscará que m y n sean aproximadamente iguales.

$$m = \frac{N - 0.95 d}{2} = \frac{22.86 - (0.95)(14.2)}{2} = 4.69 \text{ cm}$$



$$n = \frac{B - 0.95 b}{2} = \frac{22.86 - (0.95)(14.2)}{2} = 4.69 \text{ cm}$$

Al ser una sección simétrica en ambos ejes, m y n resultarán iguales. En la figura siguiente se muestran las dimensiones m y n que servirán para determinar el espesor de la placa, y también puede apreciarse que las dimensiones de la placa son suficientes para permitir la colocación de las anclas en las 4 esquinas. El mínimo que se recomienda es 2 pulgadas.

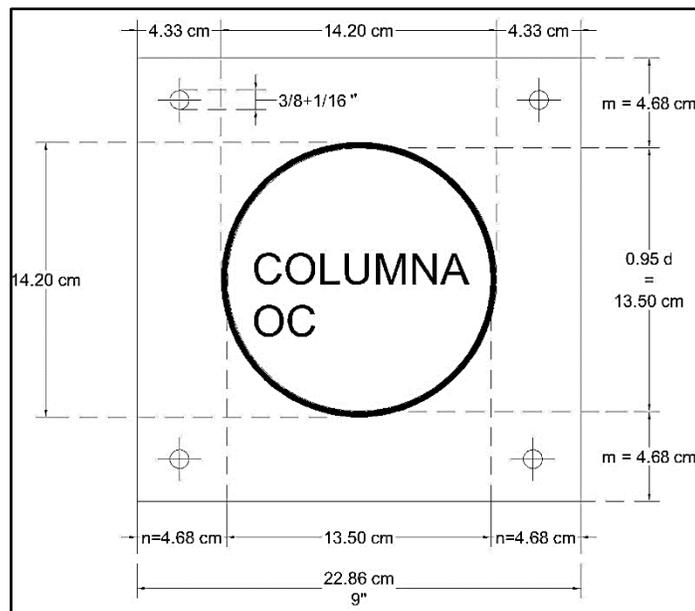


Imagen 5.47. Dimensiones de m y n que servirán para determinar el espesor de la placa.

Fuente: Propia (2020)

-Esfuerzo de compresión real en la base.

$$F_p = \frac{P}{A_{placa}} = \frac{13386 \text{ kg}}{522.58 \text{ cm}^2} = 25.62 \text{ kg/cm}^2$$

-Espesor en la placa.

El espesor de la placa se asignará para el vuelo mayor de la placa (m o n), usando las fórmulas:

$$t = \sqrt{\frac{3fp m^2}{Fb}} \quad \text{ó} \quad t = \sqrt{\frac{3Fp n^2}{Fb}}$$

Utilizando la primera se tiene:

$$t = \sqrt{\frac{3fp m^2}{Fb}} = \sqrt{\frac{3(25.62)(4.69)^2}{(0.75)(3515)}} = 0.8 \text{ cm} \approx \frac{3''}{8} \text{ (0.95 cm)}$$

Anclaje.

-Por carga permanente:

$$V = 2.5\% P \text{ axial}$$

$$V = 0.025(13.3860) = 0.33 \text{ ton}$$

-Por carga vertical más sismo:

$$F_{sismica} = 10\% P \text{ axial}$$

$$F_{sismica} = 0.10(13.3860) = 1.34 \text{ ton}$$

$$V_{permanente} + V_{accidental} = 0.33 + 1.34 = 1.67 \text{ ton}$$

Para calcular el diámetro necesario para los anclajes es necesario utilizar la siguiente fórmula:

$$A_{ancla} = \frac{V}{F_v (1.33)}$$

Donde:

A_{ancla} = Área necesaria para soportar el esfuerzo cortante.

V = Esfuerzo cortante total.

F_v = Esfuerzo permisible al corte ($F_v = 0.40F_y$; F_y ancla = 2530 kg/cm²)

1.33 = Incremento permisible del esfuerzo.

$$A_{ancla} = \frac{\left(\frac{1.67}{4}\right)(1000)}{(0.40(2530))(1.33)} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Área de diámetro nominal 3/8 " = 0.71 cm² > 0.31 cm²

Como el área nominal más comercial es el de 3/8" se elige esta área independientemente si queda sobrada, esto último para fines constructivos.

Como los esfuerzos cortantes para cargas permanentes ($V = 0.33/4$ ton) resultan muy despreciables no se calcularon, por lo que se concluye que el diámetro de las anclas es:

$$\text{Diámetro de las anclas} = \frac{3}{8}''$$

-Longitud de anclaje.

$$L_a = \frac{\phi f_y}{4 \mu}$$

Donde:

ϕ = diámetro de barra.

μ = esfuerzo permisible por adherencia.

F_y = esfuerzo de fluencia del acero.

-Cálculo del esfuerzo permisible por adherencia (para varillas corrugadas)

$$\mu = \frac{6.4\sqrt{f'c}}{2\phi} = \frac{6.4\sqrt{120}}{2(0.71)} = 49.37 \text{ kg/cm}^2$$

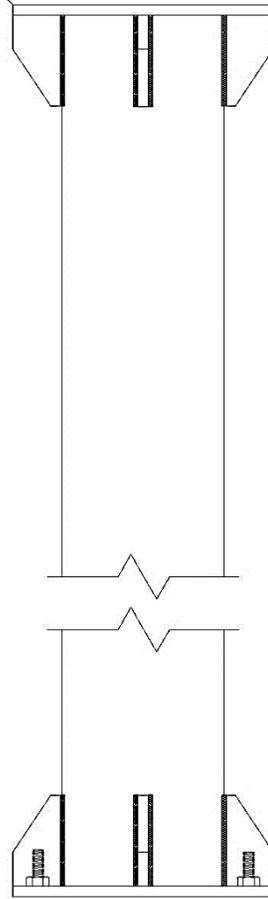
El RCEM especifica que el esfuerzo por adherencia no deberá ser mayor a 17 kg/cm² en cualquiera de los dos casos, ya sea para varillas lisas o corrugadas, en este caso el esfuerzo resultó mayor por lo que se toma el valor de 17 kg/cm².

$$\mu = 17 \text{ kg /cm}^2$$

$$L_a = \frac{(0.95)(2530)}{4(17)} = 35.35 \text{ cm} \approx 36 \text{ cm}$$

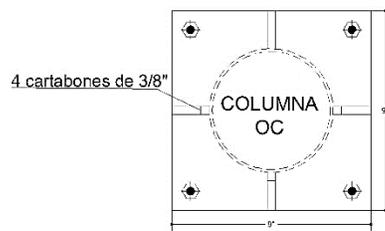
Para fines constructivos la longitud de anclaje se tomará de 36 cm. Por lo tanto, las dimensiones de las anclas (A-1) y placas (PBs-1 y PBi-1) serán las expresadas en los planos anexos lámina E-1.

Placa base superior (PBs-1) 9 x 9 x 3/8"



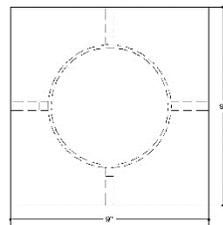
Placa base inferior (PBi-1) 9 x 9 x 3/8"

Placa base inferior PBi-1

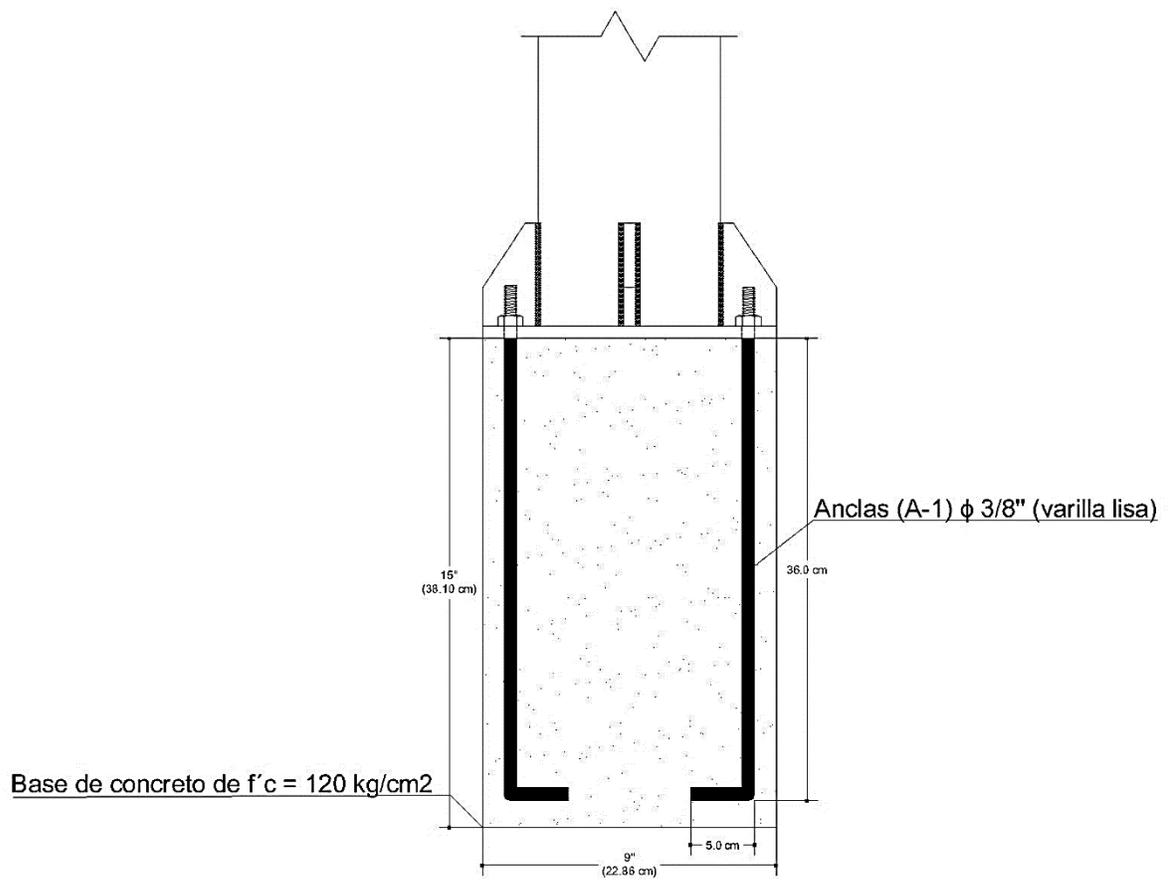


Placa base inferior 9 x 9 x 3/8"
in x in
(22.86 x 22.86 cm)

Placa base superior PBs-1



Placa de asiento para armadura
9 x 9 x 3/8"
in x in
(22.86 x 22.86 cm)



5.10. Diseño de la soldadura.

Una vez calculada cada sección perteneciente a la estructura se procederá a calcular las dimensiones y el tipo de la soldadura. El diseño anterior no serviría de nada sin una buena unión que garantice el correcto funcionamiento del sistema estructural en conjunto, para esto debe garantizarse que la unión entre cada uno de los elementos soportara el peso propio de los elementos, cargas accidentales, etc. Asegurando que la unión sea rígida y que no permita la falla de ningún elemento.

A continuación, se realizará el diseño de soldadura para la unión de columna-placa base, unión entre elementos de la armadura y para la unión entre la armadura y la columna.

Diseño de soldadura de la armadura.

A fin de hacer más práctico el proceso de soldadura, se realizará un único diseño con base en el elemento más desfavorable de la armadura que unirá los elementos de las armaduras tanto principal como secundaria, al igual que las armaduras con las columnas. Lo cual garantizará que los demás elementos que presentan una fuerza axial menor cumplan y resistan bajo el diseño del elemento más desfavorable. El elemento más desfavorable, como puede apreciarse en el apartado 5.6 (diseño de armadura principal), es la cuerda inferior de la armadura que está sujeta a una fuerza axial de 76.76 toneladas. El tipo de soldadura que se utilizará es la soldadura de filete o chaflán, este tipo de soldadura recibe su nombre por su forma de triángulo con dos lados iguales.

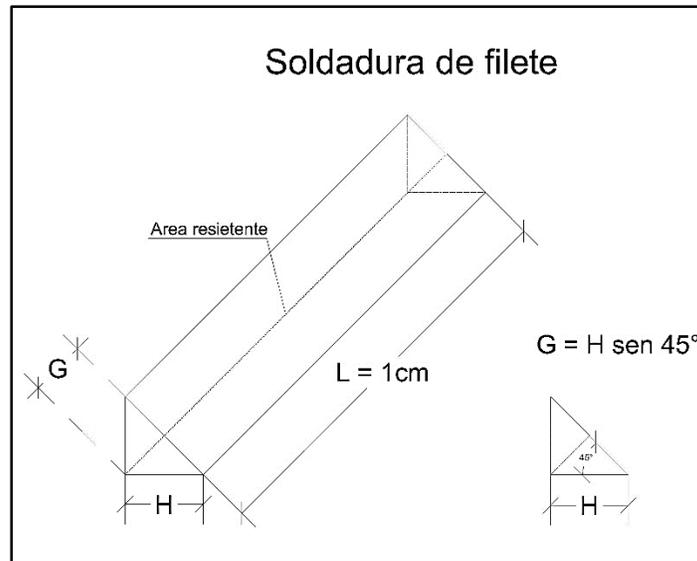


Imagen 5.48. Soldadura de filete o chaflán.

Fuente: Propia (2020)

Se determinará la resistencia de la soldadura de filete mediante la siguiente formula:

$$\text{Capacidad del filete} = L * H \text{ sen } 45^\circ * Fv \text{ sold}$$

Donde:

C = Capacidad de resistencia de la soldadura.

L = Longitud de la soldadura (considerando 1 cm para obtener un valor unitario de la resistencia).

H = Tamaño del filete.

$Fv \text{ sold}$ = Resistencia nominal de la soldadura obtenida de la tabla 347-1 del RCEM (para soldaduras de filete sometidas a tensión o compresión paralelas a su eje, la resistencia nominal será la misma que el metal base).

Proponiendo un valor para $H = 1/2''$ y usando el valor de la resistencia nominal de la soldadura contenido en la tabla anteriormente mencionada se puede obtener el valor unitario para la resistencia de la soldadura.

$$\text{Capacidad del filete} = 1 \text{ cm} * \left(\frac{1}{2} * 2.54 \text{ cm}\right) * \text{sen } 45^\circ * 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Capacidad del filete} = 2272.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Se procede a calcular la longitud de la soldadura mediante la siguiente formula:

$$L_s = \frac{T}{C}$$

Donde:

T = Fuerza axial a la que está sometida la soldadura.

C = Capacidad de resistencia de la soldadura.

Para que se pueda efectuar esta operación se tiene que dividir C entre el número de filetes, en este caso será un solo filete por lo que queda dividido entre uno, el valor resultante será el mismo, únicamente cambiarán las unidades quedando kg/cm.

$$L_s = \frac{76.7555 * 1000}{2272.00} = 33.78 \text{ cm}$$

Calculando el perímetro del perfil.

En la sección 5.6 llamada diseño de la armadura se encuentran las dimensiones de la sección necesarias para el cálculo del perímetro.

$$P = (10.2 \text{ cm} * 2) + 2(1 \text{ cm}) + (9.2 \text{ cm} * 2) = 40.8 \text{ cm}$$

Ya que $P = 40.8$ cm es mayor que $L_s = 33.78$ cm la soldadura se acepta.

Por lo tanto, se soldará cada elemento perteneciente a la armadura principal usando la soldadura de tipo filete de 1/2" y se soldará toda la sección de contacto para garantizar una mayor seguridad. Así mismo, se usará la misma soldadura para la unión armadura-columna, soldando toda la sección que este en contacto.

Diseño de soldadura de la columna.

Al igual que el diseño anterior de soldadura, para hacer más práctico el proceso de soldado se realizará un único diseño que servirá para todas las columnas en base a la columna que presenta una mayor fuerza axial, como puede apreciarse en el apartado 5.8., diseño de columnas, la columna más desfavorable es la que se encuentra en el eje F con una fuerza axial de 13.3860 toneladas.

Se determinará la resistencia de la soldadura de filete mediante la siguiente fórmula:

$$Capacidad\ del\ filete = L * H \sen 45^\circ * Fv\ sold$$

Donde:

C = Capacidad de resistencia de la soldadura.

L = Longitud de la soldadura (considerando 1 cm para obtener un valor unitario de la resistencia).

H = Tamaño del filete.

Fv sold = Resistencia nominal de la soldadura obtenida de la tabla 347-1 del RCEM.

Proponiendo un valor para H = 1/4" y usando el valor de la resistencia nominal de la soldadura contenido en la tabla anteriormente mencionada se puede obtener el valor unitario para la resistencia de la soldadura.

$$\text{Capacidad del filete} = 1 \text{ cm} * \left(\frac{1}{4} * 2.54 \text{ cm}\right) * \text{sen } 45^\circ * 1260 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Capacidad del filete} = 565.76 \text{ Kg/cm}^2$$

Se procede a calcular la longitud de la soldadura mediante la siguiente formula:

$$L_s = \frac{T}{C}$$

Donde:

T = Fuerza axial a la que está sometida la soldadura.

C = Capacidad de resistencia de la soldadura.

Para que se pueda efectuar esta operación se tiene que dividir C entre el número de filetes, en este caso será un sólo filete por lo que queda dividido entre uno, el valor resultante será el mismo, únicamente cambiarán las unidades quedando kg/cm.

$$L_s = \frac{13.3860 * 1000}{565.76} = 23.66 \text{ cm}$$

Calculando el perímetro del perfil.

En la sección 5.8 llamada diseño de columnas se encuentran las dimensiones de la sección necesarias para el cálculo del perímetro.

$$P = \pi * d = \pi * 14.1 \text{ cm} = 44.30 \text{ cm}$$

Ya que $P = 44.3$ cm es mayor que $L_s = 23.66$ cm la soldadura se acepta.

Por lo tanto, se usará soldadura de filete de 1/4" en cada una de las uniones entre columnas y placas y se soldará a lo largo de toda la superficie de contacto para garantizar una mayor resistencia, así mismo se usará la misma soldadura para unir los cartabones a la columna y las placas.

5.11. Interpretación de resultados.

La cubierta metálica de este proyecto estará ubicada en una zona donde las lluvias predominan casi todo el año, además de ser una zona con mucha humedad, por lo que la lámina galvanizada acanalada de configuración trapezoidal (TR-101 calibre 28) será la mejor opción en cuanto a lámina se refiere ya que brindará una buena y correcta protección contra los fenómenos naturales antes mencionados. Este tipo de lámina se fijará mediante un tornillo autoperforante zincado número 12 de 2". El cuál es el tornillo más utilizado para exteriores ya que resiste a condiciones climáticas extremas, debido a su recubrimiento de zinc y que además está equipado con una arandela de polímero EPDM que sella completamente el orificio hecho por el tornillo, impidiendo las filtraciones de agua y que además es un polímero que resiste altas temperaturas impidiendo que se deteriore tan fácilmente. Al término de la colocación de la lámina acanalada se colocará una cumbrera sobre la zona central del laminado

Las láminas se asentarán sobre los largueros (L-1) colocados a 1 metro de distancia, de perfil CPL de dimensiones 6 x 2 1/2" x Cal. 14 cuyos tramos tienen una longitud de 6 m. Que a su vez estarán recargados sobre un Angulo de respaldo (AR-

1) de perfil APS de 2 x 1/8" soldado a la cuerda superior de la armadura principal (AP-1). La unión entre perfil de soporte y larguero se llevará a cabo por un tornillo M8 de largo 2".

La armadura principal consta de doble perfil APS de 2 x 1/8" como cuerda superior (CS-1), de un perfil PTR de 3 x 0.188" como montantes (M-1), un perfil PTR 3 x 0.141" como diagonales (D-1) y de doble perfil APS de 4 x 3/8" como cuerda inferior (CI-1) cada miembro de esta armadura estará unido por una soldadura de filete de 1/2" (soldadura 7018 punta naranja) sobre cada superficie de contacto. Esta armadura estará colocada a cada 6 metros sobre la columna circular (C-1) de sección OC de 5.56 x 0.258". Existirá una segunda armadura que sirva de ligue para las columnas (AS-1) que estará compuesta por un perfil PTR de 2 x 1/8" para todos sus elementos (CS-2, CI-2, M-2, D-2) cada miembro de esta armadura estará unido por una soldadura de filete de 1/2" (soldadura 7018 punta naranja) sobre cada superficie de contacto.

La columna antes mencionada (C-1), llevará una placa de acero de 9 x 9 x 3/8" en cada uno de sus extremos en la parte superior y en la parte inferior (PBs-1 y PBi-1 respectivamente) cada placa base tendrá cuatro cartabones (Ca-1) de placa de 3/8" que proporcionarán rigidez en cada extremo de la columna. La placa inferior se apoyará sobre un dado de concreto de 9 x 9" y estará sujeta por 4 anclas (A-1) de 3/8" ϕ de 45 cm de longitud (5 cm de gancho, 36 cm libres y 4 cm de rosca M10 x 1.5 mm de paso), estas anclas quedarán ahogadas en un concreto $f'c = 120 \text{ kg/cm}^2$. La unión de todos los elementos de las placas base, cartabones y columnas se llevarán a cabo mediante una soldadura de filete de 1/4" (soldadura 7018 punta naranja) sobre cada superficie de contacto.

Todo lo antes mencionado podrá observarse en los planos anexos láminas E-1, E-2, E-3, E-4, E-5.

CONCLUSIONES

La humanidad está en un constante desarrollo, aunado a esto, las necesidades de la sociedad van cambiando y con ello el ser humano se ve obligado a implementar nuevas técnicas de construcción a fin de hacer las estructuras más eficientes y más confiables, lo que implica que el hombre debe buscar nuevos métodos de análisis y diseño y nuevos materiales para la construcción. En las últimas décadas se ha optado por la elección del acero para la construcción de estructuras por las ventajas que posee este material con respecto a otros, las cuales fueron mencionadas anteriormente en esta investigación.

El principal objetivo planteado al principio de la presente tesis fue diseñar la techumbre de acero que cubra las canchas de la Unidad Deportiva Bicentenario en el municipio de Paracho de Verduzco, Mich., que cumpla con las solicitudes de diseño y que tenga un comportamiento adecuado., en base al diseño anterior, el cual contiene el análisis de cada elemento que conforma la estructura, se obtuvo el diseño de la techumbre de acero, el diseño obtenido da solución al principal y anterior objetivo, ya que se obtuvo un diseño capaz de resistir a todas las acciones o conjuntos de acciones que puedan obrar sobre la estructura en cuestión a lo largo de toda su vida útil.

Así mismo, se cumplieron todos los diferentes objetivos particulares tales como definir el concepto de análisis estructural, el cual fue cumplido gracias a la investigación previa contenida en la parte teórica de esta tesis, se llegó a la conclusión de que el análisis estructural es definido como la determinación de la respuesta estructural, o sea de los efectos producidos por las acciones y/o combinaciones de acciones de diseño que se producen en una estructura durante su vida útil.

Con base en el análisis estructural se obtuvo el diseño de una armadura metálica adecuada para soportar las cargas y fuerzas que actuarán sobre la misma cumpliendo así, el segundo objetivo particular planeado. Como tercer objetivo particular se planteó analizar y comprobar que la estructura es funcional, capaz de garantizar un grado adecuado de seguridad, como la estructura fue analizada exhaustivamente y con forme a los lineamientos que los reglamentos de construcción establecen, se concluye que la techumbre cuenta con un cierto grado de seguridad ya que todos los elementos que la componen fueron analizados repetidamente hasta llegar al área de acero necesaria en cada sección para soportar las fuerzas que se presenten en cada uno de los elementos, así mismo, se realizó un análisis por fuerzas accidentales que puedan hacer presencia en la estructura, tales como: viento y granizo, haciendo la estructura más segura ya que se comprobó que la misma tendrá una respuesta favorable ante estas fuerzas accidentales.

El cuarto objetivo planteado fue el proponer el acero estructural a emplearse en la techumbre para cada elemento, se propuso un acero A-36 con un $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ para elementos que conforman las armaduras principales y las armaduras de ligue o de conexión entre columnas, para las columnas se propuso un acero A-572 grado 50 con un $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$. Y en el caso especial de los montenes o largueros se propuso un acero laminado en frío A 513 grado 50 de un $F_y = 3850 \text{ kg/cm}^2$.

La estructura está conformada por diferentes elementos estructurales, en los cuales se presentan diferentes las fuerzas en cada uno de ellos, como por ejemplo, los elementos de la armadura deben ser diseñados para resistir las fuerzas axiales que se presenten en ellos (compresión y tracción), los largueros o montenes deben

diseñarse a flexión ya que se presentan momentos deflectores en ellos, las columnas deberán diseñarse a flexo-compresión ya que en ellas se presentan momentos flexionantes y además se presenta una fuerza axial sobre las mismas. Se tomaron en cuenta las fuerzas que se presentan en cada uno de los elementos para su posterior diseño, cumpliéndose así el quinto objetivo el cual fue diseñar los distintos elementos para las fuerzas a las cuales serán sometidos.

Las columnas deben anclarse a una cimentación adecuada que permita la correcta transmisión de las cargas generadas por la estructura al suelo. Debido a las limitaciones de la presente tesis, la cual tiene por límite únicamente el análisis y diseño de la super estructura, se omitirá el diseño de la cimentación, pero no será omitida la parte del anclaje con los cimientos. El anclaje deberá realizarse por medio de placas y barras de anclaje. De acuerdo al diseño de los dos elementos anteriores, se obtuvieron resultados tales como las dimensiones de las placas, espesores de las placas, longitudes de las barras de anclaje y el diámetro de dichas barras, cumpliéndose así, con el sexto y último objetivo particular de la presente tesis el cual era el diseño de las placas de conexión de las columnas, así como las barras de anclaje.

En cuanto a la pregunta planteada al principio de la tesis: ¿Cuál es el diseño último de la estructura para resistir las solicitaciones a las que será sometida a lo largo de su vida útil?, se obtuvo el dimensionamiento de los elementos, tipo de acero y tipo de soldadura, resultando los siguientes: para los largueros (L-1) 6 x 2 1/2" x cal. 14 perfil CPL acero A-513 con un $F_y=3850$ kg/cm² soldadura 1/2", para ángulo de respaldo (AR-1) 2 x 1/8" perfil APS acero A-36 con un $F_y=2530$ kg/cm² soldadura 1/2". Para cuerda superior de la armadura principal (CS-1) 2 x 1/8" perfil doble APS acero A-36 soldadura 1/2", para montante de armadura principal (M-1) 3 x 0.188" perfil PTR

acero A-36 soldadura 1/2", para diagonales de la armadura principal (D-1) 3 x 0.141" perfil PTR acero A-36 soldadura 1/2", para cuerda inferior de la armadura principal (CI-1) 4 x 3/8" perfil doble APS acero A-36 soldadura 1/2". Para cuerda superior (CS-2), cuerda inferior (CI-2), diagonales (D-2) y montantes (M-2) de la armadura secundaria 2 x 1/8" perfil PTR acero A-36 soldadura 1/2". Para columnas (C-1) 5.56 x 0.258" perfil OC acero A-572 con un $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$ soldadura 1/4". Para placa base superior (PBs-1) y placa base inferior (PBi-1) placa de acero 9 x 9 x 3/8" acero A-36 soldadura 1/4". Para anclas (A-1) barras de 3/8" de diámetro con una longitud de 45 centímetros acero A-36. Respondiendo así, a la pregunta planteada.

Uno de los hallazgos teóricos descubiertos en la realización de la tesis fue el método de diseño de los elementos conocidos como largueros o montenes, los cuales son elementos que cumplen con la función de proporcionar un apoyo sobre el cual pueda asentarse los elementos placa (láminas), se considera un hallazgo ya que fue un tema que no estaba dentro del programa de estudio y que fue un tema que tuvo que investigarse por cuenta propia para la realización de esta investigación, llegándose a conocer detalles acerca de este elemento. Generalmente este elemento se coloca en un ángulo, debido a la pendiente que tiene que darse a la estructura para el correcto desfogue de aguas pluviales, al colocar a este elemento en forma angular, el elemento se somete a flexión biaxial. Otro hallazgo importante, y que también fue un tema no contenido en el programa de estudio, es el diseño de placas y anclaje, fue un tema que tuvo que investigarse por cuenta propia para garantizar un correcto anclaje de las columnas con la cimentación, a fin de evitarse desplazamientos y desprendimientos indebidos. Se repasó que la unión entre columna y placa implica una soldadura

adecuada entre estos dos elementos, el diseño de soldadura de los elementos también fue un tema sobre el cual se aprendió bastante mediante la realización de esta tesis.

Se aprendió a identificar que secciones aproximadamente tienen que tener los elementos para salvar claros parecidos a el claro salvado en este proyecto, así mismo, se aprendieron consideraciones que se deben de tener para la selección de alguna sección, así como la configuración más óptima de los elementos de la armadura para garantizar y anticipar, un comportamiento adecuado de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

Bowles Joseph, E. (1993)

Diseño de acero estructural.

Ed. Limusa, México.

Buen López de Heredia, Oscar (1990)

Estructuras de acero comportamiento y diseño.

Ed. Noriega, México.

Camba C. et al (1982)

Apuntes de análisis estructural I.

Facultad de Ingeniería UNAM.

Elías Gutiérrez, Néstor Alejandro (2014)

Procesos Constructivos de Techumbre Metálica y Cancha de Futbol Rápido en la Ciudad de Uruapan, Michoacán.

Tesis inédita de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C. de la ciudad de Uruapan, Michoacán, México.

Frederick, S. Merritt. et. al. (1997)

Manual del ingeniero civil.

Ed. Mc. Graw-Hill, México.

Gaceta oficial de la Ciudad de México (2017)

Normas Técnicas Complementarias.

Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.

Hernández Sampieri, Roberto. et al. (2014)

Metodología de la investigación.

Ed. McGraw-Hill, México.

Hibbeler, R.C. (2012)

Análisis estructural.

Ed. Pearson, México.

INEGI (1999)

Paracho estado de Michoacán: cuaderno estadístico municipal 1999-2000.

INEGI, México.

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (2014)

Manual de Construcción en Acero.

Ed. Limusa, México.

Luna Esquivel, Diego Juvenal (2014)

Análisis y Diseño Estructural en Acero para una Nave Industrial en un empaque de Aguacate en Uruapan, Michoacán.

Tesis inédita de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C. de la ciudad de Uruapan, Michoacán, México.

M. Leet, Kenneth (2006)

Fundamentos de análisis estructural.

Ed. Mc Graw-Hill, México.

McCormack, Jack (2011)

Análisis de estructuras. Métodos clásico y matricial.

Ed. Alfaomega, México.

McCormack, Jack (2012)

Diseño de estructuras de acero.

Ed. Alfaomega, México.

Meli Piralla, Roberto (2017)

Diseño estructural.

Ed. Limusa, México.

Mendieta Alatorre (2005)

Métodos de investigación y manual académico.

Ed. Porrúa, México.

Tamayo y Tamayo, Mario (2000)

El proceso de la investigación científica.

Ed. Limusa, México.

Tavera M., Fernando (1998)

Diseño estructural II (estructuras metálicas).

Ed. Universitaria, México.

Tavera M., Fernando (1990)

Manual de Diseño (Auxiliar Didáctico de la Clase Diseño Estructural II).

Ed. Universitaria, México.

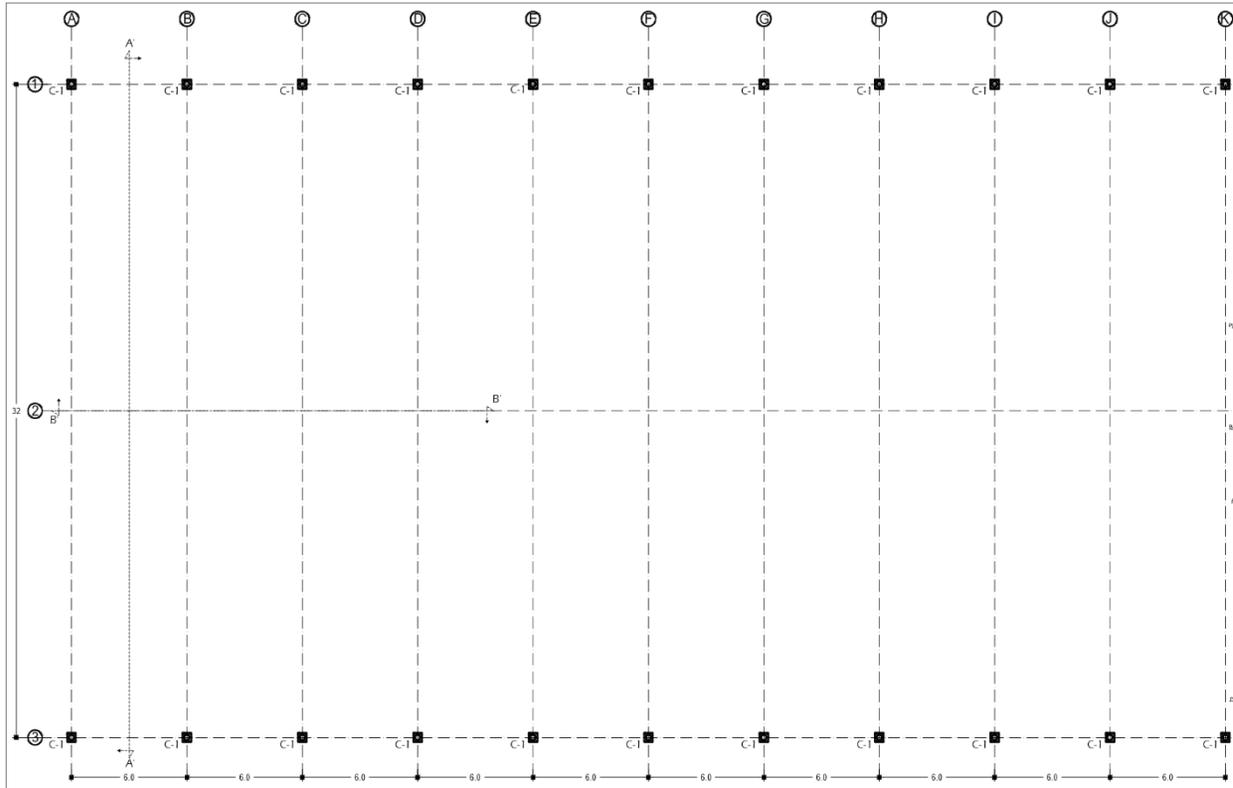
Valdovinos Martínez, Freddy Alberto (2018)

Análisis y diseño estructural de techumbre en arco para las canchas de la Universidad Don Vasco A. C., en Uruapan, Michoacán.

Tesis inédita de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco A.C. de la ciudad de Uruapan, Michoacán, México.

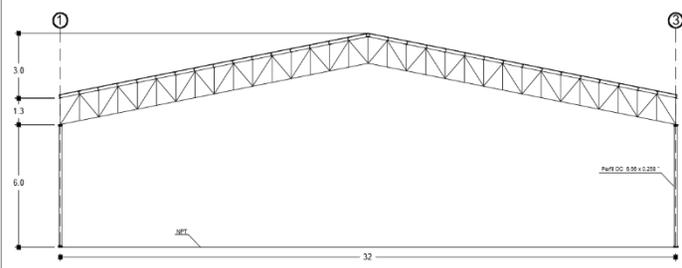
<https://www.acerored.com/lamina-acanalada-r-101/>

ANEXOS

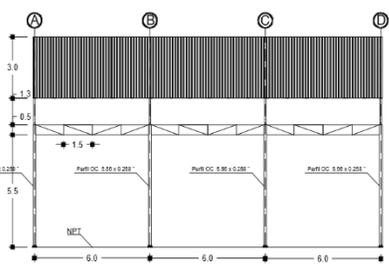


PLANTA DE COLUMNAS
ESC 1:100

VISTA EN PLANTA



CORTE A-A'



CORTE B-B'

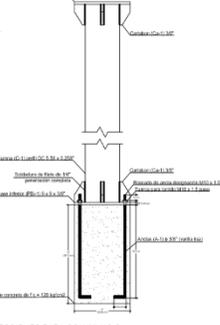
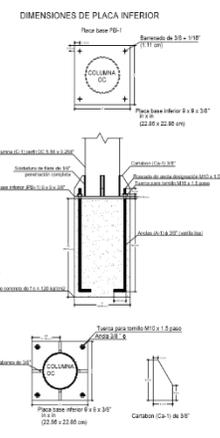
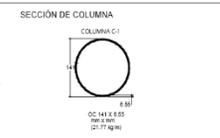


TABLA SECCIONES PARA COLUMNAS C-1

SECCIÓN	DESIGNACIÓN	h (mm)	h' (mm)	TIPO DE ACERO
C-1	Columna	600	600	A-36
PB-1	Placa inferior	-	-	A-36
PB-2	Placa superior	-	-	A-36
CB-1	Concreto	-	-	A-36
A-1	Acero	-	-	A-36

ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES:

-CALIDADES DE ACERO ESTRUCTURAL.

ACERO EN PERFILES APS, NOM-8254, (ASTM A-36), Fy = 2530 KG/CM².

ACERO EN PERFILES PRL, NOM-8254, (ASTM A-36), Fy = 2530 KG/CM².

ACERO EN PERFILES CPL, AISI 1100-14, (ASTM A513), Fy = 3550 KG/CM².

ACERO EN VARILLAS Y PLACAS, NOM-8254, (ASTM A-36), Fy = 2530 KG/CM².

ACERO EN PERFILES OC, NOM-8254, GRADO 50 (ASTM A-36), Fy = 3515 KG/CM².

-SOLDADURA.

SERIE MÍNIMA E 6013.

SOLDADURA DE FILETES CORRIDOS DE PENETRACIÓN COMPLETA, EN TODAS LAS SUPERFICIES DE CONTACTO. EL TIPO DE SOLDADURA APLICABLE PARA LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO ES EL ARCO DE ELECTRODO METÁLICO MANUAL, SEMIAUTOMÁTICO O AUTOMÁTICO. EL TAMAÑO MÁXIMO DE LA SOLDADURA SERÁ EL DEL ESPESOR MÍNIMO POR UNIR.

SE USARÁ EL TIPO DE ELECTRODO CUYO LÍMITE DE FLEUENCIA Y RUPTURA SEAN MAYORES QUE LOS DEL METAL BASE.

-RECOMENDACIONES.

TODO EL MATERIAL METÁLICO TENDRÁ QUE SER FONDEADO Y PINTADO ANTES DEL MONTEAJE Y SE RETOCARÁ AL FINAL. TODO PROCESO CONSTRUCTIVO DEBERÁ SER ESTRICTAMENTE SUPERVISADO POR PERSONAL CALIFICADO.

-CONCRETO.

f'c = 120 KG/CM²



Proyecto Arquitectónico:
XXXXXXXXXX

Calidad de acero estructural: E-1
Tipo: XXXX
Nivel: XXXX
M² de terreno: XXXXX m²

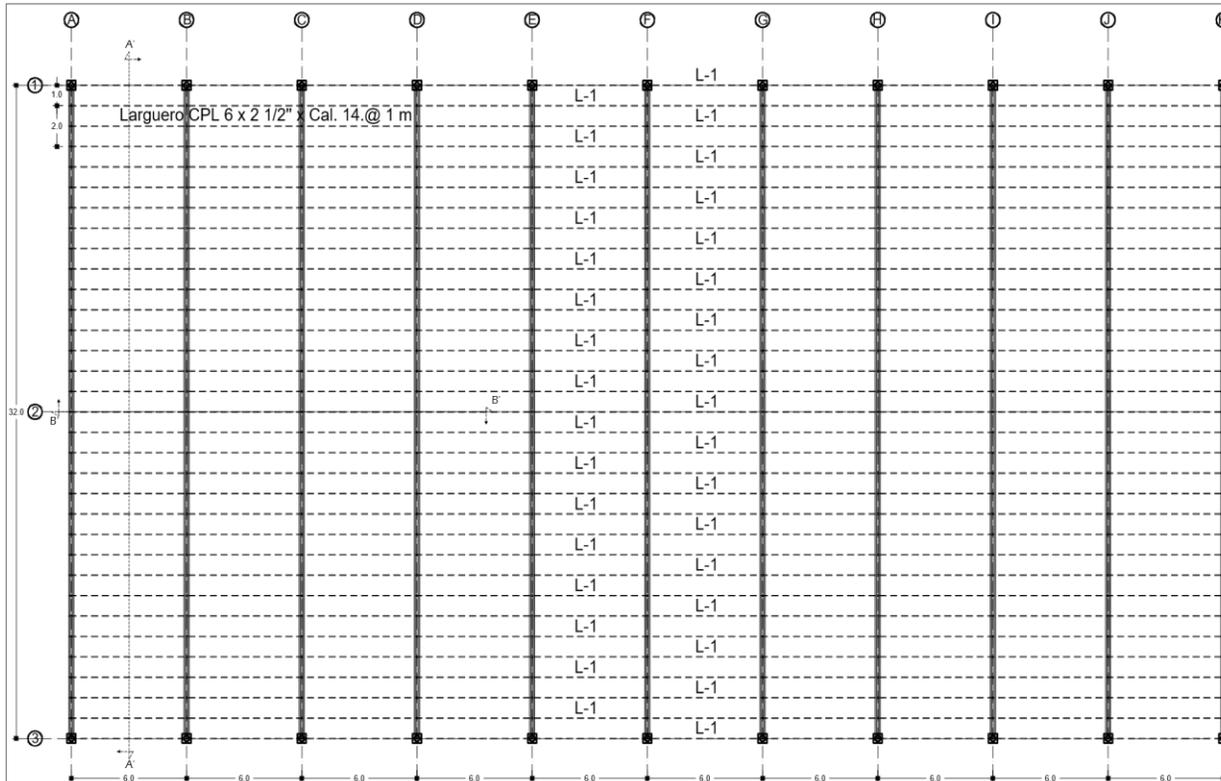
Ubicación: XXXXX
Cuenta predial: XXXXX
Localidad: Uruapan
Municipio: Uruapan, Mich.

Fecha: XXXXX
Escalera: XXXXX
Código: XXXXX
Alineamiento: (falso)

Proyecto: XXXXX
Fecha: XXXXX
Escala: XXXXX
Alineamiento: (falso)

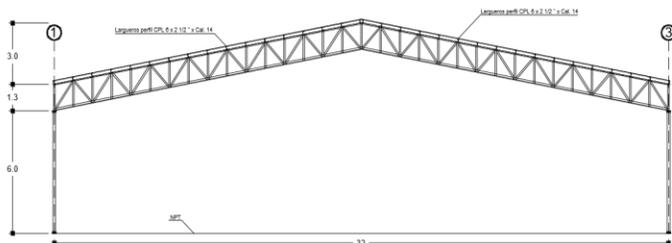
XX/2020

Elaborado por: [Nombre]
Revisado por: [Nombre]
Aprobado por: [Nombre]

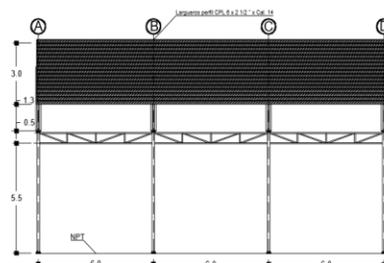


PLANTA DE LARGUEROS
ESC 1:100

VISTA EN PLANTA



CORTE A-A'



CORTE B-B'

SECCIONES PARA LARGUEROS



DETALLE DE CONEXIÓN DE LARGUEROS

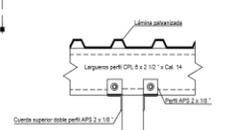
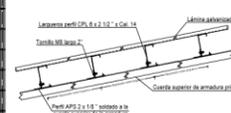
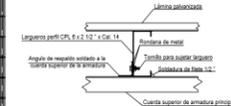


TABLA SECCIONES PARA LARGUEROS L-1 (MONTENES)

SECCIÓN	DESIGNACIÓN	H	T	WT	kg	TPO DE ACERO
L-1	Perfil CPL 6 x 2 1/2"	60	25	48	4.8	A-36

TABLA SECCIONES PARA ÁNGULO DE RESPALDO AR-1

SECCIÓN	DESIGNACIÓN	H	T	TPO DE ACERO	OBSERVACIONES
AR-1	Ángulo APR 2" x 1 1/2"	60	25	A-36	Ángulo de respaldo para largueros

ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES:

-CALIDADES DE ACERO ESTRUCTURAL

ACERO EN PERFILES APS, NOM-B254, (ASTM A-36), Fy = 2530 KG/CM2

ACERO EN PERFILES PTR, NOM-B254, (ASTM A-36), Fy = 2530 KG/CM2

ACERO EN PERFILES CPL, AISI 3100-16, (ASTM A513), Fy = 3850 KG/CM2

ACERO EN VARELAS Y PLACAS, NOM-B254, (ASTM A-36), Fy = 2530 KG/CM2

ACERO EN PERFILES OC, NOM-B254, GRADO 50 (ASTM A-372,GR 50), Fy = 3515 KG/CM2.

-SOLDADURA.

SERE MÍNIMA E 6013.

SOLDADURA DE FILETES CORRIDOS DE PENETRACIÓN COMPLETA, EN TODAS LAS SUPERFICIES DE CONTACTO.

EL TIPO DE SOLDADURA APLICABLE PARA LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO ES EL ARCO ELECTRODO METÁLICO MANUAL, SEMIAUTOMÁTICO O AUTOMÁTICO.

EL TAMAÑO MÁXIMO DE LA SOLDADURA SERÁ EL DEL ESPESOR MÍNIMO POR UNIR.

SE USARÁ EL TIPO DE ELECTRODO CUYO LÍMITE DE FLEUENCIA Y RUPTURA SEAN MAYORES QUE LOS DEL METAL BASE.

-RECOMENDACIONES.

TODO EL MATERIAL METÁLICO TENDRÁ QUE SER FONDEADO Y PINTADO ANTES DEL MONTAJE Y SE RETOCARÁ AL FINAL.

TODOS LOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS DEBERÁN SER ESTRICTAMENTE SUPERVISADOS POR PERSONAL CALIFICADO.

-CONCRETO.

F'c = 120 KG/CM2

Proyecto Arquitectónico:

XXXXXXXXXX

Dominio: XXXXXXXXX

Col. / Fracc. XXXXX

Localidad: Uruapan

Municipio: Uruapan, Mich.

Planos ESTRUCTURALES

Nivel: XXXX

M2 de terreno: XXXXX m2

Escala: XXXXX

Cuadro predial: XXXXX

Alineamiento (folio):

Licencia de uso de suelo: XXXXX

Proyecto Arquitectónico:

XXXXXXXXXX

Dominio: XXXXXXXXX

Col. / Fracc. XXXXX

Localidad: Uruapan

Municipio: Uruapan, Mich.

Planos ESTRUCTURALES

Nivel: XXXX

M2 de terreno: XXXXX m2

Escala: XXXXX

Cuadro predial: XXXXX

Alineamiento (folio):

Licencia de uso de suelo: XXXXX

XX/2020

