



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 ESTRUCTURAL EN ACERO PARA UNA NAVE INDUSTRIAL UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ZIRACUARETIRO, MICHOACÁN.

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Monico Luna Zamora.

Asesor: M.I. Luis Arturo Muñoz Galindo

Uruapan, Michoacán, a 4 de septiembre de 2019.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA

El presente trabajo de investigación, si bien ha requerido de esfuerzo y mucha dedicación, no hubiese sido posible culminarlo sin la cooperación desinteresada de todas y cada una de las personas que me acompañaron en el recorrido laborioso que se tiene que atravesar para llegar a concluir este trabajo.

Especialmente a mi madre, Guadalupe Zamora, y a mi hermana la Dra. Brenda Eunice Luna, que siempre estuvieron conmigo en los momentos difíciles y fueron un soporte elemental para culminar este objetivo.

Por último, pero no por ello menos importante, a la familia Chávez que sin duda fueron un gran apoyo para culminar esta etapa, al Arq. Ramiro Chávez y a la Lic. Graciela Arroyo.

Gracias.

Capítulo 5. Cálculo, análisis e interpretación de resultados

5.1. Descripción de la estructura	-	-	-	-	-	-	-	71
5.2. Estructuración	-	-	-	-	-	-	-	71
5.3. Pre-dimensionamiento	-	-	-	-	-	-	-	73
5.4. Análisis de la estructura	-	-	-	-	-	-	-	74
5.5. Análisis de cargas	-	-	-	-	-	-	-	83
5.6. Diseño de largueros	-	-	-	-	-	-	-	84
5.7. Diseño de la armadura	-	-	-	-	-	-	-	89
5.7.1 Diseño de la cuerda superior	-	-	-	-	-	-	-	94
5.7.2. Diseño de diagonales	-	-	-	-	-	-	-	98
5.7.3. Diseño de montantes	-	-	-	-	-	-	-	100
5.7.4. Diseño de cuerda inferior	-	-	-	-	-	-	-	101
5.7.5. Diseño de columnas	-	-	-	-	-	-	-	103
5.8. Resumen de perfiles resultantes	-	-	-	-	-	-	-	106

Conclusiones - - - - - 107

Bibliografía - - - - - 110

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Desde las primeras civilizaciones, se aprecia cómo el hombre ha buscado la manera de solucionar problemas relacionados con la construcción y lo ha hecho cada vez de forma más precisa.

Conforme la manera de comunicación en esas épocas fue evolucionando, a su vez se dio inicio a la escritura, esto ocasionó mejoras en la solución de problemas, y esto, ¿por qué?, al tener una forma más eficiente de comunicación se podían transmitir de mejor forma las ideas o pensamientos de ellos, y junto con el avance en la escritura, las experiencias ya obtenidas se podían heredar de generación en generación mejorando así la calidad de las edificaciones.

Conforme iban construyendo, se iban obteniendo o mejorando los procesos constructivos, se comenzó a tener registro del comportamiento de ciertos materiales a diferentes cargas o solicitaciones.

La pieza de hierro más antigua descubierta según la página <http://www.arquitecturaenacero.org> (2014) se cree que fue elaborada hacia 4 000 años antes de nuestra era en Egipto. Coincidentemente, la más antigua referencia al hierro se encuentra en el Capítulo IV del Libro del Génesis que se presume escrita también alrededor de 4 000 años a.C. Piezas encontradas que datan de entre 4 000 y 2 500 a.C. se han encontrado en diversas regiones de Egipto, pero dan cuenta de un uso muy aislado y esporádico de este metal.

Planteamiento del problema.

Cuando la ingeniería civil comenzó no pudo hacerlo sin el cálculo estructural, ya que sin el las edificaciones no serían seguras, no se tendría el respaldo técnico que avale el correcto funcionamiento de cada elemento estructural a las fuerzas que está sometido, siendo de vital importancia hacerlo de forma correcta, tomando en cuenta todas las condiciones de carga a las que estará sujeta la estructura.

Al analizar una estructura previamente diseñada, se busca encontrar la manera idónea de construirla, además de un equilibrio entre seguridad y costos. El análisis estructural arroja datos de los esfuerzos mecánicos a los que estará sujeto cada elemento estructural, con estos, se dimensionan de acuerdo a la magnitud de ellos.

En el presente trabajo se busca por medio del análisis y diseño estructural lograr ahorro en los costos de los materiales a utilizar, usando solo los que cumplan de manera óptima los esfuerzos a los que serán sometidos.

Objetivo general:

Llevar a cabo el análisis y diseño estructural en acero para una nave industrial ubicada en el municipio de Ziracuaretiro, Michoacán.

Objetivos particulares:

- 1) Diseñar una estructura segura, funcional y económicamente viable.
- 2) Determinar la correcta geometría de la armadura para distribuir en todos sus elementos las fuerzas a las que estará sometida.

3) Usar elementos más esbeltos y ligeros, traduciéndose en menor costo de materiales y mano de obra.

Pregunta de investigación.

A partir de la revolución industrial se ha adoptado por tener lugares específicos para realizar las distintas actividades laborales, siendo uno de ellos las naves industriales, por lo que a lo largo de los años se ha buscado la manera mas eficiente de construirlas. Pero ¿Cuál es el correcto análisis y diseño estructural en acero para una nave industrial ubicada en el municipio de Ziracuaretiro, Michoacán?

Justificación.

En la presente tesis se muestra al lector la manera de calcular el correcto dimensionamiento de cada elemento estructural, así como el diseño geométrico de las armaduras de una nave industrial.

Una nave industrial es una estructura que conlleva una alta inversión por lo cual es necesario llevar a cabo un correcto cálculo estructural para de esta forma utilizar los elementos más esbeltos y ligeros posibles que cumplan con las especificaciones del proyecto, la seguridad de sus ocupantes, así como con las normas del lugar donde se edificará. Es importante señalar que el presente trabajo de investigación es relevante, puesto que en la zona geográfica donde se ubica, se requiere este tipo de edificaciones por la producción agrícola que año con año exportan, y se requiere un espacio adecuado para manufacturar sus cultivos.

Marco de referencia.

La nave industrial a diseñar se ubica en el municipio de Ziracuaretiro, esto en el estado de Michoacán. Ziracuaretiro se localiza al oeste del centro del estado en las coordenadas entre los paralelos 19°21' y 19°31' de latitud norte y los meridianos 101°48' y 102°00' de longitud oeste y una altitud que va de los 1 200 a 2 400 metros sobre el nivel del mar.

Colindancias: limita al norte con los municipios de Uruapan y Tingambato; al este con los municipios de Tingambato, Salvador Escalante y Taretan; al sur con los municipios de Taretan y Uruapan; al oeste con el municipio de Uruapan.

Su distancia de la Cabecera Municipal a la capital del estado es de 121 Km.

Extensión: Su superficie es de 159.92 km² y representa el 0.27 por ciento del total del estado y cuenta con 32 localidades.

Orografía En general, su relieve lo constituyen el sistema volcánico transversal y los cerros: El Cobrero, Cueva, El Salto, El Panadero y Malpaís.

Hidrografía: Región hidrológica: Balsas

Cuenca: R. Tepalcatepec-Infiernillo

Subcuenca: R. La Parota

Zona urbana: Las zonas urbanas están creciendo sobre suelo residual del Cuaternario y roca ígnea extrusiva del Cuaternario y Plioceno-Cuaternario, en meseta basáltica con sierras, sobre áreas donde originalmente había suelos denominados Andosol y Luvisol, tienen clima semicálido húmedo con lluvias abundantes en verano,

semicálido subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad y cálido subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media y están creciendo sobre terrenos previamente ocupados por agricultura y bosque de coníferas.

Población: En el Censo de Población y Vivienda del 2010 el municipio registró 15,222 habitantes, mismos que representan el 0.35% de la población total del estado y se concentra en 32 localidades. Las más pobladas son San Ángel Zurumucapio con 4,453 (29%), Ziracuaretiro 2,842 (19%) y San Andrés Corú 2,223 (15%).

La población se concentra en un 52.1% en localidades menores a los 2,500 habitantes, es decir en zona rural. El municipio ha mostrado una tasa de crecimiento de la población variada principalmente en los últimos dos censos.

Por otra parte, la zona clasificada como urbana comprende dos localidades a saber: la de San Ángel Zurumucapio que es la más grande con 4,453 habitantes y la cabecera municipal que registró 2,842 habitantes para sumar un total de 7,295 habitantes que representa el 47.9 % del total, en tanto la población rural asciende a 7,927 habitantes, el 52.1 % del municipio.

Del total de la población 7,441 (48.9%) habitantes son hombres y 7,781 (51.1%) mujeres. La densidad demográfica del municipio de Ziracuaretiro es de 94.87 habitantes por km² al registrar una superficie de 160.98 km². Es importante destacar que la población hablante de lengua indígena de 3 años y más de edad 127 habitantes

con un porcentaje del 0.91% del total. En este caso, la comunidad que destaca por la presencia de pobladores de características indígenas es San Ángel Zurumucapio.

La distribución de la población municipal por grandes rangos de edad, tiene las siguientes características: 4,941 habitantes, el 32.5% del total, cuenta de 0 a 14 años; 9,145 habitantes, el 60.1%, tiene de 15 a 64 años de edad.

En un enfoque cualitativo, se trata de un municipio con características principalmente rural con un predominio de las actividades del sector primario, en particular, la agricultura.

Esta información hace del municipio de Ziracuaretiro, un lugar idóneo para la construcción de la nave industrial propuesta en el presente trabajo, justificando su construcción para poder procesar los productos de los agricultores locales en su propia comunidad.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN AL DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se abordarán temas acerca del diseño estructural, en los que se definirán conceptos fundamentales para entender lo que es una estructura, las solicitaciones que se toman en cuenta para el diseño y análisis estructural, así como las normas que rigen dicho diseño.

1.1. Antecedentes del acero.

El primer acero posiblemente se obtuvo cuando otros elementos necesarios para fabricarlo se encontraron por accidente al momento de calentar el hierro. Acorde con McCormac y Csernak (2013) se obtiene que con el paso del tiempo y con los conocimientos empíricos adquiridos el acero se fabricó calentando hierro en contacto con carbón vegetal. La parte externa del hierro adquirió una parte del carbono del carbón vegetal que después se martilló en el hierro caliente. Al repetir este proceso varias veces, se obtuvo una capa endurecida y más resistente que el hierro.

El proceso pionero para producir acero en masa fue bautizado en honor de Sir Henry Bessemer de Inglaterra, quien recibió una patente inglesa para fabricar acero en 1855. Bessemer se percató de que al pasar aire a través del mineral de hierro fundido eliminaba por acción de la combustión la mayor parte de las impurezas en el metal. Sin embargo, también eliminaba elementos provechosos como el carbono y el manganeso.

Antes de que fuese desarrollado el proceso de Bessemer, el producir acero era costoso y generalmente se usaba, principalmente, para fabricar utensilios de cocina y algunos tipos de herramientas de corte. “El proceso Bessemer redujo los costos de producción por lo menos en un 80% y permitió por primera vez la producción de grandes cantidades de acero.” (McCormac y Csernak; 2013: 6)

El método de Bessemer se usó en Estados Unidos hasta principios de este siglo, pero desde entonces se ha ido mejorando los procesos para la producción del acero, uno de ellos es el de solera abierta y el del oxígeno básico.

Actualmente, la mayoría de los perfiles de acero estructural que se producen son a base de fundir la chatarra de acero, dicha materia prima se obtiene de automóviles desechados, o bien, de la chatarra de otros perfiles estructurales. El acero fundido se vierte en moldes que tienen aproximadamente la forma del perfil estructural que se desea producir, el elemento resultante de dicho proceso se hace pasar por rodillos para comprimirlos hasta la forma que se desea llegar.

Los perfiles estructurales pueden procesarse aún más mediante el rolado en frío, aplicando recubrimientos para mejorar su dureza, y tal vez el proceso que se conoce como recocido. “Mediante este proceso, el acero se calienta a un rango intermedio de temperatura (por ejemplo, 1 300.1 400 °F), se le mantiene a esa temperatura por varias horas, y luego se le deja enfriar lentamente a la temperatura ambiente.” (McCormac y Csernak; 2013: 6)

De acuerdo con la página <https://www.steel.org> (2017) el término hierro dulce se refiere al hierro con un bajo contenido de carbono (< 0.15%), mientras que al hierro con alto contenido de carbono (>2%) el nombre que recibe es el de hierro colado.

1.1.1. Perfiles de acero.

Los primeros perfiles de acero estructural hechos en Estados Unidos, en el siglo pasado, fueron ángulos de hierro laminados. Las vigas IPR de acero se construyeron por primera vez en esta nación en 1984. Según McCormac (2013), en esos primeros años de construcción de perfiles de acero, varias empresas laminadoras fabricaron sus propios perfiles y cada una de ellas publicó catálogos con las diferentes características de dichos elementos.

En 1986 La Association of American Steel Manufacturers (Asociación Estadounidense de Fabricantes de Acero) que ahora es el (American Iron And Steel Institute, o AISI) (Instituto Estadounidense del Hierro y el Acero) fue pionero en estandarizar los perfiles estructurales. Actualmente casi en su totalidad, los perfiles estructurales se encuentran estandarizados, sin embargo, sus propiedades geométricas pueden variar de fábrica a fábrica.

Actualmente los perfiles estructurales pueden laminarse de forma económica en distintos tamaños, así como en diferentes formas, esto sin cambios apreciables en sus características físicas.

1.1.2. Ventajas del acero como material estructural.

La supuesta perfección de este material, tal vez el más versátil de los materiales que se utilizan en los procesos constructivos, parece razonable cuando se pone a prueba su resistencia, su poco peso, lo sencillo de su fabricación y otras características convenientes. Estas y otras ventajas del acero estructural se analizarán en los párrafos siguientes.

Una de las ventajas principales del acero como material estructural es su alta resistencia. La resistencia del acero por unidad de masa se traduce en que el peso de las estructuras será bajo en comparación de construirlas con otro material; esto de gran importancia en estructuras con grandes claros, en edificios altos, o bien, en edificaciones donde las condiciones de la cimentación sean deficientes.

Otra ventaja del acero sobre otros materiales en la construcción es su ductilidad, la ductilidad se define como “La propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos.” (McCormac, Csernak; 2013: 1). Cuando se ensaya un espécimen a tensión un acero dulce o bien, con bajo contenido de carbono, ocurre un decremento en la sección transversal y un alargamiento en su punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no cuente con esta propiedad por lo general no es aceptado en la construcción y probablemente tendrá una falla frágil, lo cual representa que se romperá al someterle cargas de forma instantánea.

En elementos estructurales sometidos a esfuerzos normales se presentan grandes concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La ductilidad es una

propiedad inherente de los aceros estructurales comunes, les permite fluir localmente en los puntos donde se ubican las cargas, evitando así fallas prematuras.

1.2. Conceptos fundamentales.

Como se mencionará en subcapítulos siguientes, una de las funciones principales de la estructura es disipar los esfuerzos que se presentan en las distintas etapas de su vida útil. Debe de soportar diversas condiciones externas que tienen efecto en la misma, produciendo desplazamientos, deformaciones etc. En la figura 1.1 se observan las distintas sollicitaciones a las que está sujeta una estructura, así como algunas respuestas a dichas acciones.

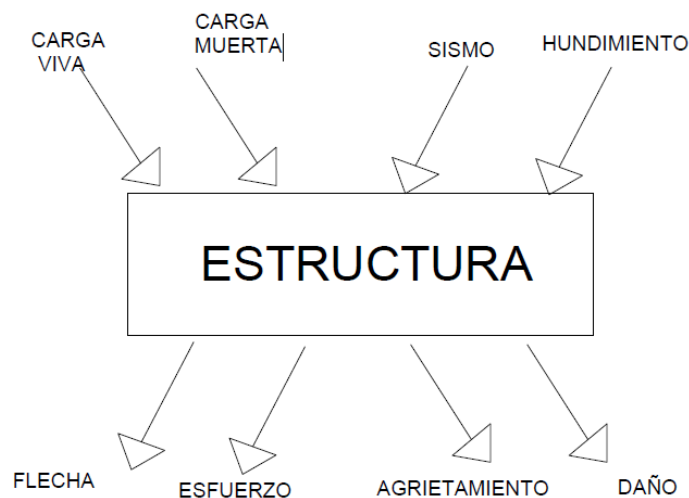


Figura 1.1. Representación esquemática del mecanismo acción-respuesta.

Fuente. - Meli Piralla; 2006: 56

Al mencionar que la estructura está sujeta a sollicitaciones, se está refiriendo a acciones como las cargas a las que estará sometida a lo largo de su vida útil, o bien,

a agentes externos que provocan esfuerzos en la estructura, traduciéndose en esfuerzos a los elementos estructurales y estos, a su vez, en deformaciones, hundimientos etc.

Sin embargo, al hablar sobre la respuesta de la edificación ante dichas acciones, se refiere al comportamiento que tendrá dicha estructura ante las solicitaciones que se presentarán.

Como se menciona anteriormente, la edificación debe de cumplir las funciones para las que fue diseñada y calculada, siendo así de vital importancia que las respuestas que tiene ésta ante las acciones que estará sometida estén dentro de límites previamente establecidos por normas, esto para que no se afecte el correcto funcionamiento de la misma.

Se conocen como estados límite cuando la respuesta de la estructura ante las solicitaciones del proyecto es inadmisibles, y puede ser en una parte de la estructura, así como en su totalidad. Dentro de los estados límite se pueden encontrar dos casos; estado límite de falla, o bien, estado límite de servicio. A continuación, se definirán ambos casos:

Según el RCDF Art. 148 (2005) se considera como estado límite de falla a cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

De acuerdo con el RCDF Art. 149 (2004) menciona que se considera como estado límite de servicio a la aparición de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

1.2.1. Generalidades de las cargas.

Probablemente la tarea más importante y complicada que debe enfrentar un ingeniero proyectista, es el cálculo preciso de las cargas que recibirá a lo largo de su vida útil. No se omitirá la consideración de cualquier carga que pudiese llegar a presentarse para poder hacer el correcto diseño estructural. Según McCormac y Csernak (2013), después de haber estimado las cargas que resistirá la estructura, será necesario investigar las más desfavorables combinaciones de las mismas.

La sección B2 de las especificaciones del AISC establece que las cargas nominales que se usarán para el diseño estructural, deberán ser las que dicte el reglamento bajo el cual se esté diseñando la estructura, o bien, como lo determinen las condiciones que estén involucradas.

Conforme al RCDF (2004), en general, las cargas se clasifican de acuerdo a su naturaleza y al tiempo de su aplicación sobre la estructura, como tales se les denomina como cargas vivas, cargas muertas y cargas accidentales. A continuación, se expondrá en que consiste cada tipo de carga y generalmente que es lo que la produce

1.2.2. Cargas muertas.

Las cargas muertas son de magnitud constante, es decir, no se alteran con el tiempo, permanecen fijas en el mismo lugar, estas son el propio peso de la estructura y cargas semejantes que permanecen unidas a ella, siendo ejemplo de esto los muros, los pisos, la plomería etc.

Como se mencionó anteriormente para diseñar una estructura es de vital importancia calcular de manera precisa los pesos o cargas muertas de las diferentes partes que se usarán en el análisis. “Las dimensiones y pesos exactos de las partes no se conocen hasta que se hace el análisis estructural y se seleccionan los miembros de la estructura. Los pesos, determinados de acuerdo con el diseño real, deben compararse con los pesos estimados. Si se tienen grandes discrepancias, será necesario repetir el análisis y diseñar con una estimación más precisa de las cargas.” (McCormac y Csernak; 2013: 41)

En la tabla 1.1 se presenta información para poder calcular las cargas muertas, ésta en base a la masa de los materiales comunes en construcción por unidad de volumen.

<i>Material</i>	<i>Peso en t/m³</i>	
	<i>Mínimo</i>	<i>Máximo</i>
I. Piedras naturales		
Chilucas y canteras (secas)	1.75	2.45
Ghilucas y canteras (saturadas)	2.00	2.50
Basaltos (piedra braza)	2.35	2.60
Granito	2.40	3.20
Mármol	2.55	2.60
Pizarras	2.30	2.80
Tepetate(seco)	0.75	1.60
Tepetate (saturado)	1.30	1.95
Tezontle (seco)	0.65	1.25
Tezontle (saturado)	1.15	1.55
II. Suelos		
Arena de mina (seca)	1.40	1.75
Arena de mina (saturada)	1.85	2.10
Grava	1.40	1.60
Arcilla típica del Valle de México	1.20	1.50
Cemento	1.50	1.60
Mortero	1.00	1.00
III. Piedras artificiales y concretos		
Concretos simple y agregado normal	2.00	2.20
Concreto reforzado	2.20	2.40
Mortero cal y arena	1.40	1.50
Mortero cemento y arena	1.90	2.10

Tabla 1.1 Pesos aproximados de materiales usados en la construcción.

Fuente: Luis Arnal y Max Betancourt RCDF; 2004; 135

1.2.3. Cargas vivas.

Las cargas vivas contrario a las muertas pueden variar de magnitud y de lugar, estas son causadas cuando la estructura se usa, dichas cargas se mueven con impulso propio como automóviles, personas, grúas, etc. Cuando se prevean cargas de este tipo, deberán cuantificarse y tomarse en cuenta para el diseño en forma independiente de la carga viva especificada, Luis Arnal y Max Betancourt RCDF (2004)

A continuación, se muestra en la tabla 1.2 algunas consideraciones que se deben tener en cuenta al momento de calcular las cargas vivas en los diferentes tipos de estructuras. Dichas cargas están en función de su uso.

Destino de piso o cubierta	W	W_s	W_m	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5

Tabla 1.2 Cargas a considerar de acuerdo al tipo de estructura.

Fuente: Luis Arnal y Max Betancourt NTC; 2004; 9

1.2.4. Cargas accidentales.

Este tipo de cargas son causadas por el medio ambiente y varían dependiendo de donde se localice la estructura en particular, para los edificios, las cargas accidentales son el resultado de los esfuerzos que ejercen sobre la estructura los fenómenos ambientales como la lluvia, la nieve, el viento, los cambios de temperatura o bien, los sismos. Las cargas accidentales son cargas vivas, pero como se menciona anteriormente, estas, dependen del lugar geográfico donde se localiza la estructura puesto que se tienen diferentes condiciones ambientales de acuerdo a la región.

Ciertamente este tipo de cargas varían con el tiempo, y de acuerdo a McCormac y Csernak (2013), no todas son causadas por la gravedad o por las condiciones de uso de la misma, como es común con las cargas antes descritas. En los siguientes párrafos se presentan algunas descripciones en relación con los diferentes tipos de cargas accidentales.

a) Nieve o granizo. - La nieve es una carga variable que bien puede cubrir todo el techo o solo una parte de éste. Las cargas de nieve a las que está sujeta la estructura dependen de varios factores, incluyendo la ubicación geográfica, el ángulo de inclinación de la techumbre, así como las colindancias del techo. El viento puede arrastrar una mayor cantidad de nieve cerca de los muros, que se traduce como una mayor acumulación de carga en esa parte.

b) Lluvia. - Aunque las cargas de nieve representan un problema de mayor magnitud en los techos comunes, la situación puede invertirse en los techos planos, especialmente en aquellos que se localizan en climas cálidos. Si el agua en un techo planos, es decir, sin pendiente, el agua se acumula más rápido de lo que tarda en

escurrir, el resultado se denomina encharcamiento, dado que la concentración de carga produce deformaciones en el techo, que a su vez puede contener más agua, lo que, a su vez, causa mayores deflexiones y así sucesivamente, el proceso continúa hasta que se alcanza el equilibrio o la estructura falla.

El fenómeno de encharcamiento es un problema serio y que debe tomarse en cuenta para el diseño estructural. De acuerdo con McCormac y Csernak (2013 se afirma que casi el 50 por ciento de las demandas que enfrentan los proyectistas de edificios tienen que ver con los sistemas que involucran al techo, siendo el encharcamiento la causa más común de estos litigios.

El encharcamiento ocurre en la mayoría de los techos horizontales, sin importar si tiene drenes que sirvan como desagüe, dado que estos pueden estar semi obstruidos o simplemente resultar insuficientes ante una tormenta intensa. El mejor método para prevenir el fenómeno de encharcamiento es darle al techo una pendiente apreciable (1/4 in/ft o mayor) acompañado con un buen sistema de drenes previamente dimensionados de acuerdo al promedio de precipitación pluvial en la zona.

Además del encharcamiento común, otro fenómeno a tomar en cuenta con respecto a la lluvia, sucede en los techos con áreas muy grandes (5 000 m² o más área superficial). En las lluvias muy intensas en ocasiones también se presentan vientos muy fuertes, si hay mucha agua en el techo, un viento muy fuerte podría desplazar un gran volumen de agua hacia un extremo. El resultado es un tirante hidráulico peligroso con respecto a la carga que representa sobre la estructura en ese extremo. De acuerdo con McCormac y Csernak (2013) se usan imbornales, entiéndase

por imbornal a grandes agujeros o tubos en las paredes que permiten drenar el agua fuera del techo cuando esta alcanza cierto nivel.

c) Cargas de viento. - Por lo general se supone que las presiones que ejerce el viento se aplican de manera uniforme a las superficies de barlovento de los edificios y que estos pueden proceder de cualquier dirección. Estas hipótesis no son muy precisas, dado que las presiones se ejercen de manera uniforme sobre grandes áreas, por ejemplo, cerca de las esquinas de las edificaciones probablemente son mayores que en cualquier zona debido a la aceleración que tiene el viento cerca de las esquinas, etc. Siendo así, desde un punto de vista práctico, no es posible considerar en el diseño todas las combinaciones posibles, aunque las aproximaciones tienden a ser cada vez más precisas.

Cuando el proyectista se enfrenta al reto de trabajar con edificios de baja altura y hace estimaciones incorrectas sobre las presiones ejercidas por el viento, los resultados probablemente no serán muy serios McCormak (2013), sin embargo, no es el caso en los edificios altos y esbeltos. Durante años el ingeniero proyectista promedio ignoró las fuerzas que el viento ejerce sobre la estructura, en cuyas alturas no eran por lo menos dos veces sus medidas laterales mínimas. En esos casos consideraban que los pisos y muros proporcionaban suficiente rigidez lateral para eliminar la necesidad de sistemas específicos de arriostramiento.

Sin embargo, el mejor punto de vista que los proyectistas pueden suponer es el considerar todas las posibles combinaciones de carga que una estructura tenga que soportar. Si una o más de estas condiciones (por ejemplo, el viento) parecen ser de menor importancia, entonces puede ignorarse, McCormac (2013).

En general, los reglamentos de construcción no especifican las fuerzas estimadas durante los tornados. Es labor del proyectista considerar las fuerzas estimadas durante un evento de esta naturaleza, sin embargo, es preciso mencionar que no es económicamente factible crear estructuras que sean capaces de resistir un tornado. Sin embargo, esta forma de plantear la situación está cambiando puesto que se ha encontrado que la resistencia de las estructuras al viento puede incrementarse de gran manera al mejorar la unión entre techos, paredes, cimentaciones y quizás otras partes de la estructura, según señala P.R. Sparks (1987)

Las fuerzas que ejerce el viento actúan como presiones sobre las superficies verticales a barlovento, como succiones o presiones en superficies que están inclinadas a barlovento (dependiendo del grado de inclinación).

d) Cargas sísmicas. – Bastantes áreas del mundo están ubicadas en zonas sísmicas, y en esas áreas es de vital importancia considerar fuerzas sísmicas en el diseño de todo tipo de estructuras. Durante la historia de la humanidad se han tenido fallas catastróficas en puentes, edificios y otras estructuras debido a la actividad sísmica. Se ha estimado, de acuerdo con <http://www.milenio.com> (2018), que por lo menos 3 692 personas perdieron la vida en el temblor del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México.

Las estructuras de acero pueden diseñarse y construirse económicamente para resistir las fuerzas causadas durante la mayoría de los sismos. Por otra parte, el costo de proporcionarles resistencia sísmica a estructuras resistentes, es decir, remodelación, puede ser extremadamente alto.

Durante un sismo existe una aceleración en la parte superior del terreno. Dicha aceleración puede descomponerse en elementos verticales y horizontales, que de acuerdo con McCormac y Csernak (2013), los primeros pueden ser despreciables, en tanto a los segundos pueden ser graves. El análisis estructural de los efectos que se esperan de un sismo, debe incluir un estudio de la respuesta que tiene la estructura ante los movimientos causados por el suelo, que, a su vez, son causados por el sismo. Sin embargo, es común en el cálculo aproximar los efectos del movimiento del suelo a un conjunto de cargas estáticas horizontales actuando en cada parte de la estructura. Existen varias fórmulas usadas para cambiar las aceleraciones sísmicas en fuerzas estáticas que dependen de como esté distribuida la masa de la estructura, del tipo de estructuración, de su posición, de su rigidez, etc.

Éstas fórmulas son viables en edificios con forma regular y de poca altura, pero deja de ser apropiada cuando se requiere analizar un edificio de varios pisos y con forma irregular. Para este tipo de estructuras, generalmente se realiza un análisis dinámico del conjunto.

1.3. Solicitaciones.

Las sollicitaciones son producidas por fenómenos físicos, evaluando su efecto en la estructura por medio de las fuerzas que estos le transmiten, pueden ser lineales, o concentradas, por lo que la tarea del ingeniero es la de cuantificar la magnitud de dichas acciones, dado que el diseño de la estructura está en función de éstas.

La clasificación de las solicitaciones se conoce de diferentes formas, depende de la forma en que actúan, clasificación en base a la duración de la misma, la intensidad. Conforme al reglamento del estado de Michoacán, se pueden distinguir las siguientes solicitaciones:

a) Solicitaciones permanentes: se definen como acciones permanentes todas aquellas que estarán presentes a lo largo de la vida útil de la estructura y cuya magnitud con la que se presentan no varía. En esta categoría se encuentran las cargas muertas, el empuje del suelo hacia la estructura etc.

b) Solicitaciones variables: son todas aquellas que no son constantes, que varían su intensidad con el tiempo, dentro de esta categoría se encuentran las cargas vivas, también se incluyen las sobrecargas del propio uso de la estructura.

c) Solicitaciones accidentales: son las que pueden tomar valores significativos por cortos periodos de tiempo, en esta clasificación se encuentran cargas por viento, nieve, oleaje, sismo, etc.

En la figura 1.3 se ejemplifica la respuesta de la estructura ante dichas solicitaciones:

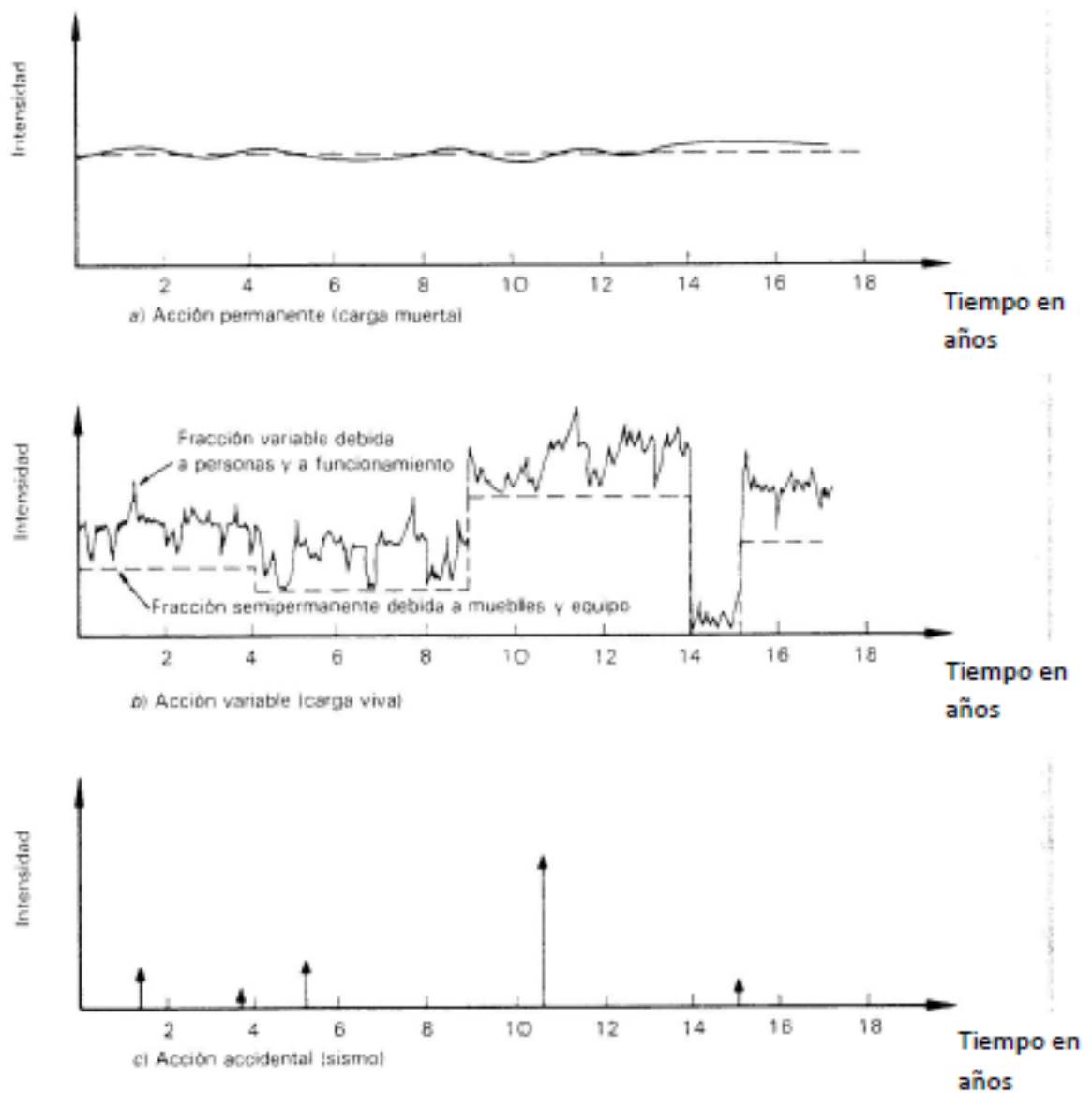


Figura 1.3 Variación con el tiempo de acciones permanentes, variables y accidentales.

Fuente: Meli Piralla; 2006: 78

Como se explicó en párrafos anteriores, las diferentes solicitaciones tienen diferentes comportamientos a lo largo de la vida útil de la estructura, sin embargo, como lo menciona Meli Piralla (2006), aún conociendo la velocidad máxima del viento, sería difícil calcular con exactitud su efecto en la estructura, el cálculo requiere un modelo teórico que relacione la velocidad del viento con las fuerzas que serán ejercidas sobre la estructura. Consisten generalmente en considerar un empuje de igual magnitud por unidad de área expuesta a las corrientes de viento, sin embargo, pueden existir grandes diferencias entre el efecto predicho al efecto que realmente produce el viento.

1.4. El ámbito del diseño estructural.

De acuerdo a lo mencionado por Meli Piralla (2006), se conoce como Ingeniería Estructural al área o disciplina de la ingeniería que incluye el conjunto de conocimientos científico-técnicos necesarios en las fases del proceso de concepción, diseño y fabricación de los sistemas estructurales que son necesarios para soportar las actividades humanas. Dicho proceso se subdivide en etapas y son como sigue:

Etapa 1: Concepción. - Es la fase inicial, parte de la necesidad de resolver un problema que requiere un juicio ingenieril para plantear propuestas y así, llegar a la solución óptima.

Etapa 2: Análisis. - En esta etapa se incluyen actividades conducentes a confirmar la correcta adecuación de la estructura a su objetivo de soportar las cargas que serán necesarias disipar de acuerdo al proyecto, en esta fase se precisa

determinar (mediante cálculos basados en métodos específicos) la respuesta de los distintos elementos estructurales a las cargas o acciones de proyecto; dicha respuesta se mide, estableciendo los esfuerzos de los elementos, así como desplazamientos en sus puntos principales.

Etapa 3: Diseño. - En esta etapa se llega a un dimensionamiento óptimo de los elementos estructurales, de acuerdo a los esfuerzos que han de soportar y los materiales de los que están fabricados.

Etapa 4: Construcción. - Es la fase final en la que se realiza la edificación.

Aunque puede parecer que está directamente relacionada con la ingeniería civil, tiene una fuerte relación con diversas especialidades de las ciencias de la ingeniería que requieren de un sistema estructural. Son ejemplos de proyectos en que se requiere el uso de cálculos y técnicas de la ingeniería estructural: los proyectos de estructuras de vehículos, componentes de máquinas, plantas industriales, etc.

La incipiente evolución de la ingeniería estructural está relacionada a la evolución de la mecánica de materiales y del análisis estructural. Al constante desarrollo de nuevas técnicas para el diseño estructural, la introducción de nuevos materiales, a la creación de geometrías estructurales más eficientes, o bien, a las nuevas técnicas constructivas.

De acuerdo con Meli Piralla (2006), se tiene que el diseño estructural abarca distintas actividades que desarrolla el ingeniero encargado de proyectar, esto, para determinar la geometría, dimensiones, así como las características precisas de una estructura, o bien de aquellas partes de los elementos estructurales que tienen como

función el disipar las solicitaciones a las que estará sujeto durante las distintas etapas de su existencia. El diseño estructural se encuentra inherente en el proceso general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que los elementos estructurales deben tener para cumplir de manera adecuada las funciones con las que se diseñó.

Una edificación puede entenderse como un sistema, siendo la definición de sistema la siguiente: un sistema es un grupo de componentes que pueden funcionar recíprocamente para lograr un propósito común de acuerdo con <http://www.fao.org>. (2018) Un edificio, por citar un ejemplo, está integrado por distintos sistemas: el de los elementos arquitectónicos para cerrar espacios, el estructural, las instalaciones hidráulicas, así como las eléctricas. Todos estos sistemas interaccionan entre sí, que en el diseño debe tenerse en cuenta la relación que hay entre ellos, con frecuencia la interacción entre ellos en una construcción se considera en forma rudimentaria. En la práctica el diseño de un proyecto suele realizarse por la sobreposición por etapas de los distintos sistemas que lo integran.

“El arquitecto propone un proyecto arquitectónico a veces con escasa atención a los problemas estructurales implícitos en su diseño.” (Meli Piralla; 2006: 16) El ingeniero encargado del proyecto procura adaptarse a los requisitos arquitectónicos planteados, formulando sus diseños con base en los proyectos propuestos por el arquitecto. Las obras no se construyen para que resistan, se construyen con otra finalidad, sin embargo, como consecuencia principal es que la edificación resista y mantenga su forma y condiciones estructurales a lo largo del tiempo. Su resistencia es fundamental en el correcto funcionamiento de la misma, sin embargo, esta no es su

finalidad única, ni siquiera la finalidad principal. Debe estar siempre presente que el proyecto no constituye un fin por sí mismo, sino que representa solo una parte del proceso general de una construcción terminada.

Es oportuno mencionar algunas inquietudes en relación con el diseño de obras relacionadas con la construcción. La principal se refiere al impacto ambiental que puede tener una obra sobre el entorno, así como las consecuencias sociales que podrían llegar a afectar. Al tomar en cuenta estos aspectos, pueden cambiar seriamente las decisiones de diseño. Para ejemplificar lo anterior mencionado, basta recordar las implicaciones ecológicas que tienen las obras como aeropuertos, gaseoductos, siendo estas últimamente instaladas en diversas regiones de México.

1.4.1. Proceso del diseño estructural.

Conforme con Melli Piralla (2006) el diseño es un proceso creativo en el cual se definen las características que tendrá un sistema de manera que este cumpla de manera óptima con sus objetivos de diseño. El objetivo de un sistema estructural es poder soportar las fuerzas a las que este estará sometido, sin presentar fallas estructurales o un mal comportamiento de la misma. Las soluciones están limitadas a las restricciones que surgen de la interacción con otros rubros del proyecto y a las limitaciones en general de costos y tiempos de ejecución de la obra.

La viabilidad técnica y constructiva del proyecto depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte idóneo para disipar las sollicitaciones de las acciones exteriores a las que estará sujeto a lo largo

de su vida útil. Los cálculos y comprobaciones que se llevarán a cabo basándose en la teoría del diseño estructural sirven para conocer en detalle los esfuerzos mecánicos a los que estará sujeto cada elemento estructural, para asimismo dimensionar y elegir el material idóneo para soportar tales esfuerzos. Podrá lograrse que una estructura mal dimensionada cumpla con los requisitos de estabilidad, sin embargo, esta podrá ser una solución antieconómica o bien disfuncional.

La parte creativa del diseño no está separada del conocimiento de la teoría estructural, la posibilidad de imaginar un sistema estructural eficiente e imaginarlo en sus aspectos esenciales es el fruto solo en una parte de cualidades innatas, también es el resultado de la asimilación de conocimientos teóricos, así como de la experiencia adquirida en el ejercicio del proceso de diseño, en la observación de cómo se comportan las estructuras. Lo que comúnmente se le denomina tener un buen criterio estructural según Melli Piralla (2006) no está basada solo en la intuición y en la praxis, sino que también está sustentado en vastos conocimientos teóricos.

Cualquier intento para clasificar o subdividir el proceso de diseño resulta hasta cierto punto arbitrario, sin embargo, es útil para entender su esencia, considerar tres aspectos que son fundamentales en el proceso: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento. A continuación, se explicará a detalle en que consiste cada uno de ellos conforme a lo descrito por Melli Piralla (2006).

a) Estructuración: En esta parte del proceso se eligen los materiales con los que estará conformada la estructura, la forma general de esta, la geometría de los elementos que la constituyen, así como sus dimensiones y características principales.

La bondad de los resultados más que de ningún otro aspecto depende de la correcta elección del sistema o esquema estructural.

b) Análisis: Se conocen bajo este nombre las actividades que llevan a la determinación del comportamiento de la estructura ante las diferentes solicitaciones externas a las que estará expuesta. Basta entender que el análisis se trata de determinar los efectos de las cargas a las que estará sujeta la estructura a lo largo de su vida útil, para esta determinación se requiere el siguiente proceso:

c) Modelar la estructura. Idealizar la estructura por medio de un modelo factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponible. A manera de ejemplo es la idealización de un edificio, según Melli Piralla (2006) un edificio hecho a base de columnas, vigas y losas de concreto hecho a base de un sistema de marcos planos, formados por barras de propiedades similares. En este tipo de planteamiento se cometen frecuentemente grandes errores, tales como ignorar elementos principales de la estatura o emplear un modelo demasiado simple que no represente de forma correcta la respuesta de la estructura. La modelación incluye la especificación de las diferentes propiedades de los elementos de con los cuales el modelo se compone, para hacer dicha modelación se necesita recopilar los datos de los materiales que se utilizarán la construcción, datos como las propiedades elásticas de los materiales, así como la capacidad de carga del suelo donde se hará la cimentación, y las propiedades geométricas de las diferentes secciones.

d) Determinar las solicitaciones de diseño. En diferentes combinaciones de cargas, así como los otros agentes que introducen solicitaciones a la estructura están definidos por normas, y es obligación del ingeniero proyectista sujetarse a ellos. Es

común, sin embargo, que la determinación de las cargas quede a responsabilidad del proyectista la determinación de la magnitud de diseño de alguna carga, o al menos la obtención de datos ambientales locales que definen acciones de diseño.

e) Determinar los efectos de las cargas de diseño en el modelo estructural elegido. En esta etapa, constituye el análisis propiamente dicho, se determinan los elementos mecánicos a los que estarán sujetos los elementos estructurales (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como los desplazamientos y deformaciones de la estructura. Los métodos de análisis suponen generalmente un comportamiento elástico de forma lineal.

f) Dimensionamiento: En esta etapa se definen en detalle las partes de la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad de acuerdo a la norma con la que se ejecutará el diseño. También se elaborarán los planos y los detalles constructivos. También esta actividad está ligada por las normas que rigen el diseño estructural. Como se mencionó anteriormente las normas que se usan son particulares del material a utilizar, o bien, del sistema de construcción elegido. Lo que constituye un aspecto fundamental son los criterios de seguridad, los cuales se analizan a detalle al modelar la estructura de acuerdo a la norma en la cual se basará el diseño.

La importancia que tiene cada una de las fases antes descritas, depende particularmente de cada obra. Cuando la estructura que se propone resulta familiar para el proyectista, es posible identificar directamente por experiencia soluciones más convenientes y proceder al diseño con un mínimo de iteraciones. En obra grandes y novedosas, es de vital importancia dedicar bastante atención a las primeras dos fases.

CAPÍTULO 2

ESTRUCTURAS METÁLICAS

En el presente capítulo se abordarán temas de gran importancia para la correcta comprensión sobre que es el acero, desde parte de su historia siendo usado como material estructural, las características que tiene, ventajas y desventajas de usarlo en la construcción, así como aspectos generales sobre las estructuras metálicas.

2.1. Desarrollo histórico.

En la antigüedad los procesos constructivos, así como el diseño estructural no presentaba mejora alguna, cambio o modificación, pues los conocimientos técnicos eran insuficientes, tanto las características de los materiales empleados, así como en la teoría a utilizar. Por ello el éxito o fracaso de cada edificación se determinaba únicamente si la misma era capaz de soportar la carga aplicada o no.

De acuerdo con McCormac y Csernak (2013), el primer material que se usó por los seres humanos probablemente fue algún tipo de aleación de cobre, tal como el bronce (hecho a base de cobre, estaño y algunos otros aditivos), los avances más trascendentales en el desarrollo de los metales han sido llevados a cabo en el uso y la fabricación del hierro y de su famosa aleación llamada acero. Según el American Iron And Steel Institute (2006), actualmente el hierro y el acero comprenden casi el 95% en tonelaje de todos los metales producidos en el mundo.

Como lo menciona Bruce G. Johnston et. Al. (1997), el primer puente que se elaboró con hierro colado fue durante 1779 en la ciudad de Coaldbrookdale en la ciudad de Inglaterra, como dato, dicho puente aún se encuentra en pie. Después de este genial avance en los materiales utilizados en la construcción, se elaboraron perfiles de hierro hasta 1783, lo que provocó cambios en los procesos constructivos.

El AISC decretó en 1923, la primera especificación para edificios. En cada una de las especificaciones anteriores, el criterio de resistencia aceptable de diseño es: los esfuerzos máximos calculados, suponiendo un comportamiento elástico, se debe mantener menor que un esfuerzo permisible especificado.

Dentro de los últimos años se ha dedicado una atención creciente al incremento de las propiedades inelásticas de los materiales. Todas estas observaciones son importantes para mejorar las resistencias del mismo procedimiento.

Dentro de los años 80'S, los métodos estructurales de diseño, pasaron por muchos cambios muy rápidamente, de manera que se tenían diferentes métodos de diseño. En Estados Unidos utilizaban el método de diseño por factor de carga y resistencia, siendo que por lo contrario en Canadá se utilizó el diseño por límites.

En esta década se comenzó a utilizar la computadora dentro de los aspectos de diseño al igual que la distribución general, el análisis y la producción de planos de diseño detallado.

2.2. Acero estructural.

Para poder definir de manera acertada si un material es adecuado para su futuro uso, se debe de conocer sus características elásticas, inelásticas, de fractura y fatiga del mismo ya que si no se tiene un previo conocimiento de estos aspectos la estructura podría sufrir daños por las cargas aplicadas.

Es necesario conocer en que consiste cada característica de un material para poder determinar su uso adecuado.

1.Elasticidad: de acuerdo a diferentes autores se considera se llegó a la conclusión de que la elasticidad de un material es toda capacidad para regresar a su forma original después de ser cargado y descargado.

2.Fatiga: éste fenómeno se presenta cuando se le aplican esfuerzos de forma repetida por encima de su límite de tenacidad, durante muchos ciclos la carga y descarga.

3.Tenacidad: es la capacidad de un material para oponerse a la ruptura, doblez o ruptura por una fuerza externa.

4.Ductilidad: Se determina como la capacidad de un material para deformarse sin ser fracturado en el rango inelástico.

“En el acero, cuando se carga en un estado de esfuerzo de tensión simple; se representa un punto de fluencia muy definido en un esfuerzo ligeramente mayor que el de límites elásticos. Cuando se carga más allá del punto de fluencia, la ductilidad del acero estructural le permite experimentar alargamientos inelásticos grandes. Por último, se alcanza la resistencia última de ruptura y el espécimen se fractura. La carga

de tensión en la fractura, dividida entre el área original del espécimen sin carga, se denomina resistencia última de tensión” (Bruce G. Johnson et. al; 1997).

Las propiedades mecánicas de un acero estructural son descritas por su ductilidad, resistencia y otras cualidades se dan respecto al comportamiento en una prueba de tensión simple, y las gráficas que se generan son las mostradas a continuación.

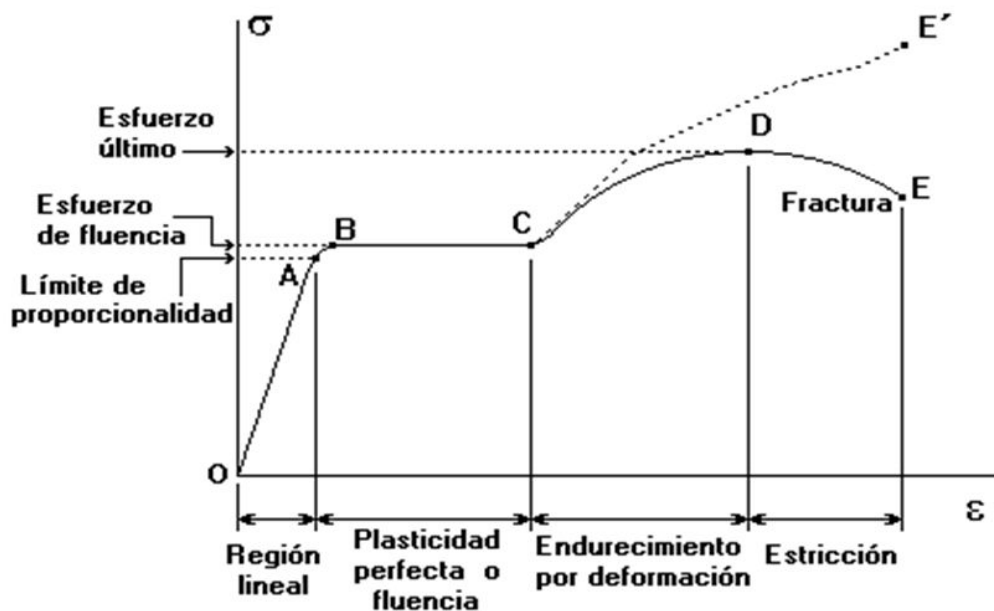


Figura 2.1 Curvas típicas del esfuerzo- deformación típica de una prueba de tensión en acero estructural.

Fuente: Bruce G. Johnston et. Al.; 1997; 6.

Los aceros estructurales son únicos por su tenacidad, aun después de que inicia su rango de endurecimiento, la relación entre esfuerzo – deformación sigue comportándose de manera lineal hasta el punto que llega a la carga de fluencia.

La capacidad del acero para soportar grandes deformaciones sin presentar fallas, también le ayuda a soportar fluencias locales durante su fabricación y dentro de las construcciones, esto hace posible que dicho material pueda ser cortado, doblado y golpeado sin que presente daños visibles.

El proyectista determina los perfiles a utilizar dentro de la edificación, que tengan la capacidad de disipar las solicitaciones a las que estarán sometidos a lo largo de su vida útil.

2.2.1. Tipos de acero estructural.

De acuerdo con lo citado por Merritt et. al. (1997) en el manual del Ingeniero Civil, todos los aceros estructurales se encuentran divididos en 4 categorías, estas se clasifican dependiendo de la composición química y el proceso de elaboración, dichas categorías son mencionadas a continuación:

1. Aceros de carbono. - Todos estos aceros son los que contienen a lo máximo un 1.65% de manganeso, 0.60% de silicón y un 0.60% de cobre, los cuales no tiene una cantidad mínima solo límites máximos. Estos tipos de aceros se encuentran disponibles en láminas, varillas y perfiles estructurales. Algunos de estos aceros tienen niveles de resistencia indicados con las letras A,B,C,Y D los cuales cuentan con un

tipo de fluencia diferente. Dependiendo del uso del acero son las clasificaciones y tipos del mismo.

2. Acero de baja aleación y alta resistencia. - Estos aceros obtiene su resistencia gracias a la adición de pequeñas aleaciones más que por su tratamiento de calor. La resistencia a la corrosión de estos tipos de acero es 4 veces mayor a la de los aceros de carbono. Un acero de alta resistencia contiene una baja aleación. La cual reduce su costo y peso.

3. Aceros de alta resistencia y al carbón tratado térmicamente, de la aleación. - Esta clasificación de aceros las componen aceros de alta resistencia y los aceros al carbón, estos tipos bajan aleación y son tratados térmicamente para mejorar las propiedades mecánicas.

4. Aceros de aleación constructiva, tratados de calor. - los integrantes de esta clasificación están tratados a base de calor con contenidos de aleación y son recomendables para aplicación de estructuras.

De acuerdo a estas clasificaciones, se creó la siguiente tabla en que se pueden encontrar los diferentes tipos de aceros, así como sus características, dentro de las mismas también definen los espesores, el peso, los puntos de fluencia y la resistencia a la tensión.

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo ^a de tensión F_u (klb/plg ²)	
Al carbono	A36	36	58–80 ^b	
	A53 Gr. B	35	60	
	A500	Gr. B	42	58
			46	58
		Gr. C	46	62
	A501	Gr. A	36	58
		Gr. B	50	70
	A529 ^e	Gr. 50	50	65–100
		Gr. 55	55	70–100
Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60
		Gr. 50	50	65 ^d
		Gr. 55	55	55
		Gr. 60 ^e	60	60
		Gr. 65 ^e	65	65
	A618 ^f	Gr. I & II	50 ^g	70 ^g
		Gr. III	50	50
	A913	50	50 ^h	60 ^h
		60	60	75
		65	65	80
		70	70	90
	A992	50	65 ⁱ	
Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A242	42 ^j	63 ^j	
		46 ^k	67 ^k	
		50 ^l	70 ^l	
	A588	50	70	
	A847	50	70	

Tabla 2.2 Propiedades mecánicas de los aceros.

Fuente. - McCormac y Csernak (2013: 23)

2.2.2. Relaciones esfuerzo - deformación del acero estructural.

De acuerdo a lo mencionado por McCormac y Csernak (2013), para poder comprender como se comportan las estructuras de acero, el ingeniero calculista debe estar consiente con las propiedades de este. Los diagramas esfuerzo-deformación presentan información de gran importancia necesaria para entender como se comporta el acero en una situación que se presente. No pueden desarrollarse métodos satisfactorios de diseño, a menos que se tenga información completa acerca de las relaciones que hay en el esfuerzo-deformación del material que se va a emplear.

Si una pieza de acero estructural dúctil se somete a una fuerza axial de tensión, ésta comenzará a alargarse. Si la fuerza de tensión se incrementa a razón constante, la magnitud del alargamiento aumentará de manera lineal en función de la fuerza aplicada, sin embargo, tiene ciertos límites que se describirán a continuación.

Cuando el esfuerzo de tensión alcance un valor aproximadamente igual a el 75% de la resistencia última del acero, el alargamiento comenzará a aumentar mas y mas rápidamente sin un incremento lineal a razón del esfuerzo. El mayor esfuerzo para el que sigue siendo valida es la ley de Hooke o el punto mas alto de la proporción recta del diagrama esfuerzo-deformación se denomina como límite proporcional. El mayor esfuerzo que un material es capaz de resistir sin deformarse de manera permanente se llama límite elástico.

Una vez que se comprendió el límite elástico, se puede definir a la deformación plástica como la deformación presentada después la relación entre esfuerzo y

deformación deja de ser proporcional y en dicha etapa, el material no vuelve a su estado original.

2.2.3. Ventajas del acero como material estructural.

Conforme a lo mencionado por McCormac y Csernak (2013), el acero es uno de los más versátiles materiales constructivos que existen, dado que tiene una gran resistencia a las solicitaciones externas en comparación con otros materiales. La resistencia que el acero tiene por unidad de peso implica que la estructura a construir tendrá un menor peso, lo que se traduce como menor costo del total de la obra, esto, por los ahorros en la cimentación.

Si se habla de la hipótesis del diseño elástico, el acero es el material que mas se acerca en su comportamiento, dado que sigue la ley de Hooke como anteriormente se mencionó. Los momentos de inercia de un perfil estructural pueden se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores que se obtienen para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

La ductilidad es la propiedad de un material para soportar deformaciones sin fallar bajo esfuerzos altos de tensión. Cuando se pone a prueba un acero dulce, o bien, con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable en su sección transversal y una elongación en su punto de falla antes de presentar la fractura. Un material que no tenga esta propiedad, generalmente no es aceptado en la construcción y probablemente, tendrá una falla frágil.

En miembros estructurales que son sometidos a cargas normales, se desarrollan esfuerzos de gran magnitud en varios puntos. La inherente ductilidad de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras en la estructura. Otra ventaja que ofrece el construir con un material dúctil es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones muestran evidencia visible de la inminencia de la falla, según lo menciona McCormac y Csernak (2013) algunas veces se les denomina de broma como “cuenta regresiva”.

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un elemento de acero sometido a cargas, presentará grandes deformaciones antes de fallar, esta característica es de gran importancia porque implica que los elementos de acero pueden estar sometidos a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje en la edificación sin fracturarse.

2.2.4. Desventajas del acero como material estructural.

Generalmente el acero tiene las desventajas que a continuación se describirán: la mayoría de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos a la intemperie y, por consiguiente, deben recibirse por pintura regularmente. Sin embargo, el uso de aceros temperizados para ciertas aplicaciones, tiende a erradicar este costo.

Aunque dichos aceros suelen ser bastante efectivos en algunas situaciones para limitar la corrosión, hay muchos casos donde usarlos no es una opción. En algunos de estos casos, la corrosión puede ser un problema real. Un ejemplo son las fallas por corrosión-fatiga pueden ocurrir si los miembros de acero se someten a

esfuerzos cíclicos y al medio ambiente. La resistencia a la fatiga de los miembros de acero puede disminuir de manera considerable cuando los elementos estructurales se usan en ambientes químicos agresivos y son sometidos a cargas que son cíclicas.

Otro aspecto que es importante considerar como desventaja en usar el acero como material en la construcción el costo de la protección contra el fuego, aunque los miembros estructurales no son combustibles, sus capacidades para resistir esfuerzos disminuyen de manera considerable en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales que están en la edificación se queman.

Han ocurrido muchos incendios devastadores en edificaciones vacías, en el cual el único material combustible es el mismo inmueble, esto sin tomar en cuenta que el acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin termo-protección pueden transmitir suficiente calor en una sección o compartimiento incendiado de una edificación a secciones que son adyacentes e incendiar el material presente, en consecuencia, la estructura metálica de un edificio debe protegerse mediante materiales con características termoaislantes, y el edificio deberá ser acondicionado con un sistema contra incendios que cumpla con los requisitos de seguridad de las normas de la localidad en que se vaya a ejecutar la edificación.

Si se habla de las desventajas del acero como material estructural, es preciso mencionar la susceptibilidad al pandeo, cuando mas largo y esbelto sea un elemento estructural a compresión, es mayor el peligro de pandeo según lo menciona McCormac y Csernak (2013). En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es económico debido a las elevadas relaciones que hay entre su resistencia a las

acciones externas y su peso. Sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero estructural para rigidizarlas y que no se pandeen. Al hacer este proceso se ve comprometida su economía.

Otra característica que es inconveniente en el acero es que su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número en que se inviertan los esfuerzos, o bien, a un gran número de cambios en la intensidad de los esfuerzos de tensión, dado que se tienen problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones. En la práctica actual se reducen sus resistencias estimadas de tales elementos, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzo variable, que cierto número es el límite.

2.3. Primero usos del hierro y el acero.

Aunque el primer metal que fue utilizado por los seres humanos según lo menciona McCormac y Csernak (2013), fue probablemente algún tipo de aleación de cobre, tal como el bronce, que es hecho a base de cobre, estaño y algunos otros aditivos, los avances más importantes en el desarrollo de los metales han ocurrido en el uso y fabricación del hierro, y de su famosa aleación llamada acero. Actualmente el hierro y el acero comprende cerca de 95% en tonelaje de todos los metales producidos en el mundo.

A pesar de los esfuerzos de los arqueólogos durante algunas décadas, no ha sido posible descubrir la fecha cuando se usó el hierro por primera vez. El uso del

hierro ha tenido una gran influencia en el avance de las civilizaciones desde los tiempos mas antiguos y probablemente la seguirá teniendo en los años venideros.

2.4. Seguridad estructural.

“El enfoque más racional problema de la seguridad estructural requiere, por una parte, una evaluación estadística de la naturaleza aleatoria de todas las variables que determinan la resistencia de la estructura y, por otra parte, aquellas que pueden ocasionar su falla.” (Johnston y colaboradores: 1997; 13)

Es posible garantizar la seguridad estructural, cuando se toman en cuenta los factores principales, como es la buena determinación de las cargas que soportará la estructura, las magnitudes de los elementos mecánicos, una mano de obra de calidad, así como buenos procesos constructivos.

2.5. Generalidades de las vigas a flexión.

Si se aplican cargas gravitacionales a una viga, dicha viga se flexionará hacia abajo, su parte superior estará en compresión y se comportará como miembro a compresión. La sección transversal es este “elemento” consistirá en la parte que sea proporcional a la sección transversal de la viga que esté arriba del eje neutro. Para la viga usual, el elemento superior tendrá un momento de inercia mucho menor respecto a su eje y/o eje vertical, que respecto a su eje X. Si no existe arriostamiento perpendicular al eje Y, la viga se pandeará lateralmente bajo una carga mucho menor que la que requeriría para producir una falla vertical.

El pandeo lateral no ocurrirá si la parte superior de compresión de un miembro se soporta de manera lateral, o si se impide el torcimiento de la viga en intervalos frecuentes, es decir, arriostrándola.

En la figura 2.3 se aprecia que las vigas tienen tres diferentes zonas o intervalos de pandeo, esto depende de sus condiciones de soporte lateral. De acuerdo con McCormac y Csernak (2013), si se tiene un arrostramiento lateral continuo o estrecho ente espaciado, las vigas se pandearán de manera plástica y quedarán en lo que se clasifica como zona 1 de pandeo, conforme se aumenta la separación entre soportes laterales, las vigas comenzarán a fallar de manera inelástica bajo momentos menores y quedarán en la zona 2. Finalmente, con las longitudes aún mayores sin soporte lateral, las vigas fallarán de forma elástica y quedarán en la zona 3. Esta dicha sección se presenta una breve exposición de estos tres casos de pandeo.

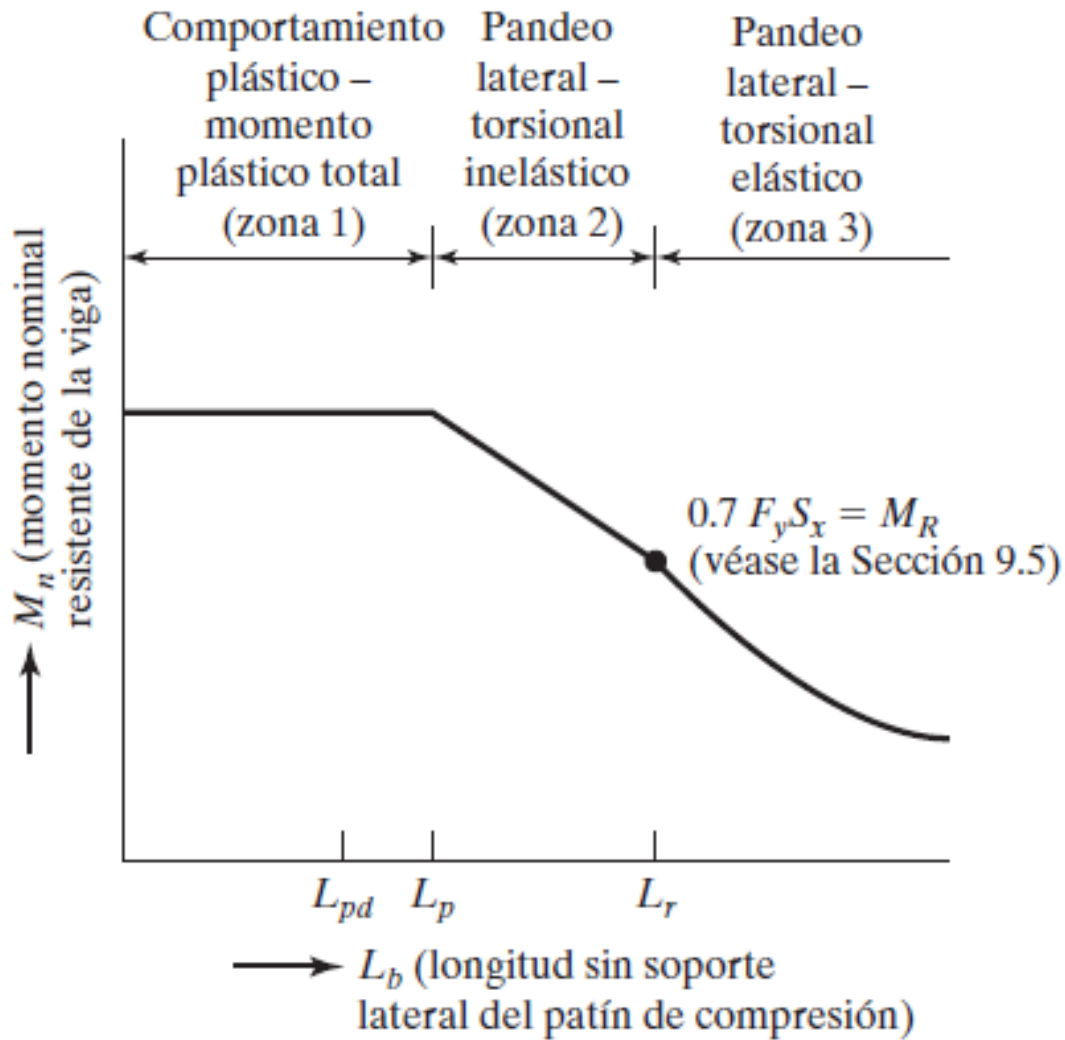


Figura 2.3 Momento nominal en función de la longitud, no soporta lateralmente, del patín en compresión.

Fuente: McCormac y Csernak 2013; 264

2.5.1. Comportamiento plástico (zona 1).

Si se experimenta en una viga compacta con arriostamiento lateral en toda su longitud en su patín de compresión, se notará que es posible cargarla hasta que

alcance su momento plástico M_P en algún lugar de ella; una carga mayor produciría una nueva distribución de momentos. En otras palabras, los momentos en estas vigas pueden alcanzar M_P para luego desarrollar una capacidad de rotación suficiente para la nueva distribución de momentos.

De acuerdo con McCormac y Csernak (2013), si se ensaya una de esas vigas y se suministra arriostramiento estrechamente espaciado en su patín superior (compresión), se encontrará que aún se puede cargar, hasta que se alcance el momento plástico y se redistribuyan los momentos, esto, si se cumple que la separación entre los arriostramientos laterales no exceda de un valor llamado L_P , dicho valor depende de las dimensiones de la sección transversal de la viga, y de su esfuerzo de fluencia.

2.5.2. Pandeo inelástico (zona 2).

Si se incrementa la distancia entre puntos de arriostramiento, la sección puede cargarse hasta que algunas fibras comprimidas lleguen al esfuerzo F_y . La sección no tendrá la capacidad suficiente para permitir la nueva distribución de momentos, y no se podrá analizar como un elemento plástico. Llamado de otra forma, en la zona 2 se puede flexionar el miembro a estudio hasta que alcance la deformación de fluencia en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión, antes de que falle por pandeo. Éste se le conoce como pandeo inelástico.

Al mismo tiempo que se incrementa la longitud sin arriostramiento lateral, se encuentra que el momento de la sección resiste disminuirá, hasta que finalmente la

viga falle antes de que se alcance, en cualquier parte de la viga, el esfuerzo de fluencia en la sección transversal. La máxima longitud sin arriostramiento lateral con la que se puede alcanzar F_y en un punto es el extremo del intervalo inelástico.

Se le denomina con L_y , en la figura 2.3; su valor va en función de las propiedades de la sección transversal de la viga, así como del esfuerzo de fluencia del material con el que esté fabricado y de los esfuerzos residuales que estén presentes en la viga.

En este punto, al presentarse un momento que produzca un esfuerzo de fluencia en cualquier sección de la viga, que en realidad es un valor menor que F_y debido a que se presentan esfuerzos residuales. La sección se pandeará.

2.5.3. Pandeo elástico (zona 3).

Cuanto la longitud sin arriostramiento de una viga es mayor al valor de L_r , se considerará situada en la zona 3, un miembro ubicado en la sección 3 puede fallar por pandeo en la parte de compresión (parte superior) de la sección transversal lateralmente respecto al eje más débil, con efecto de torsión en todo el corte transversal con respecto al eje longitudinal de la viga entre los puntos de soporte lateral, esto puede suceder aunque la viga esté cargada de manera que teóricamente debería flexionarse respecto al eje fuerte.

La viga inicialmente se flexionará en el sentido de la carga hasta que se alcance un cierto momento crítico M_{cr} . En ese instante ocurrirá el pandeo lateral. De acuerdo a lo citado por McCormac (2013) conforme se flexiona de manera lateral, la tensión en

el otro patín tratará de mantener la viga recta, teniendo como resultado una combinación entre flexión lateral y torsión de la sección transversal de la viga. En la imagen 2.4 se muestra un croquis de este caso.

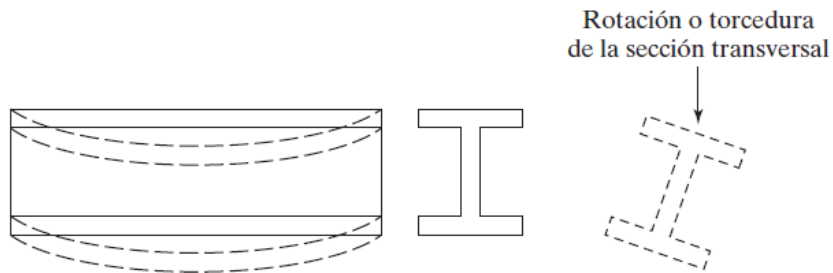


Imagen 2.4. Pandeo de torsión lateral de una viga simplemente apoyada

Fuente: McCormac y Csernak; 2013; 283

2.5.4. Especificaciones y códigos de construcción.

El diseño general de las estructuras está regido por especificaciones de diseño y normas según la ubicación de la obra. Aun si éstas no guían el diseño, según McCormac y Csernak (2013), el proyectista quizá las usará como una guía. Las especificaciones de ingeniería que son desarrolladas por diversas organizaciones contienen las opiniones mas valiosas de dichas instituciones sobre la buena práctica de las ciencias de la ingeniería.

Algunas organizaciones publican las buenas prácticas que se recomiendan para uso local, o bien, nacional; sus especificaciones legalmente no son obligatorias,

únicamente que estén contenidas en el código de edificación regional o formen parte del contrato para alguna obra en específico. Entre esas organizaciones se encuentran el AISC y la ASSHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Como se menciona en párrafos anteriores el diseño estructural se rige por la zona geográfica donde se realizará la edificación, en el caso de México, actualmente se utilizan las Normas Técnicas Complementarias, las cuales se actualizaron en el 2017 y son las que regirán el análisis y diseño de la nave industrial a diseñar.

De acuerdo a lo abordado en el presente capítulo el lector tendrá conocimientos básicos de la idea principal del presente trabajo de investigación que es el análisis y diseño estructural, en capítulos posteriores se tomará más a detalle dicho proceso para el correcto diseño de la nave estructural en la cual se centra la presente tesis.

CAPITULO 3

RESUMEN DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

En el capítulo descrito en los párrafos siguientes, se muestra una descripción del lugar geográfico donde se lleva a cabo el presente trabajo de investigación, abarcando temas de vital importancia para poder idealizar la zona, tales como la localización geográfica del lugar, su hidrografía, clima, características demográficas, entre otros temas. El principal fin es de ayudar al lector a comprender el entorno del lugar donde se realiza la presente investigación.

3.1. Objetivo.

El objetivo principal del presente trabajo de investigación es el cálculo, así como diseño estructural para una nave industrial en el municipio de Ziracuaretiro, Michoacán. Tiene como propósito el resistir las solicitaciones estructurales con elementos de acero haciendo que trabajen como un sistema.

3.2. Alcance del proyecto.

Este trabajo comprende el análisis y diseño estructural de la superestructura de la nave industrial, comprendiendo que el termino superestructura se define como toda edificación que va por encima del terreno natural en el que se construye. En el análisis de la superestructura del presente trabajo de tesis se incluyen los diseños de las columnas, armaduras, placas y la soldadura. Los resultados que se obtengan en base

al cálculo y análisis estructural se plasmarán en planos estructurales, dichos planos tendrán especificaciones de los materiales que se emplearon, así como el reglamento el cual se siguió para llegar al correcto dimensionamiento de cada elemento estructural.

3.3. Macrolocalización.

El proyecto presentado en esta investigación se ubica dentro del estado de Michoacán, siendo uno de los 31 estados y que junto con la Ciudad de México es uno de las 32 entidades federativas de la República Mexicana.

Michoacán limita al norte con los estados de Querétaro y Guanajuato, al suroeste con el Océano Pacífico, al este con el Estado de México, al sur con Guerrero y al noroeste con Colima y Jalisco. El estado de Michoacán de acuerdo a INEGI (2013), cubre una superficie de 58,585 km², mismos que representan el 3% de la superficie total de la nación.



Imagen 3.1. Localización del estado de Michoacán dentro de la República Mexicana

Fuente. - <https://www.visitmexico.com> (2018)

3.3.1. Orografía del estado.

De acuerdo a la página de internet www.inafed.gob.mx (2018) al estado de Michoacán lo conforman dos grandes regiones montañosas o provincias fisiográficas, que son: La Sierra Madre del Sur y el Sistema Volcánico Transversal y Valles Intermontañosos (Cordillera Neovolcánica o Tarasco – Náhuatl).

La Sierra Madre del Sur cruza al estado en aproximadamente 200 km en la zona suroeste (entre los municipios de Chinicuilá y Arteaga). Se le considera como la

continuación de la sierra madre occidental y de otras sierras de América del Norte (Sierra Nevada, Montañas Rocallosas). Presenta una dirección de Noroeste a sureste, extendiéndose a lo largo de la costa del Océano Pacífico. La mayor prominencia de esta sierra es el cerro de las Canoas que tiene 2,985 m de altitud y se localiza 7 Km al noroeste de la población de Coalcomán. Otra es el cerro de Cantador con 2,436 m de altura, localizado a 35 Km al suroeste de Aguililla, también en el municipio de Coalcomán.

La otra región montañosa del estado, la conforma el Sistema Volcánico Transversal (también conocida como Cordillera Neovolcánica) se localiza al sur de la altiplanicie mexicana y se formó como consecuencia de la aparición de numerosos volcanes. Este sistema tiene una longitud de 300 km y una anchura aproximada de 130 Km. La mayor parte del mismo se sitúa entre los paralelos 19° y 20° de latitud norte y presenta líneas estructurales que siguen una dirección Noroeste y Sureste.

En este sistema hay una región orográfica que se representa por la Sierra de Tancítaro, que se conecta con el Noroeste con la de Peribán y se enlaza con las Sierras de San Ángel y Tarécuaro, y por este con las de Paracho y Carapan (en esta zona se ubica la Meseta Tarasca donde también se localiza el Volcán Paricutín). Las elevaciones orográficas más notables en esta región son; El Tancítaro (3,857 m en el municipio de Tancítaro); Patamban (3,525 m en el municipio de Tangancicuaro); Cerro de Quinceo (2,750 m en el municipio de Morelia); El Tzirate (3,300 m en el municipio de Quiroga) y el volcán de San Andrés (3,605 m en el municipio de Ciudad Hidalgo).

3.3.2. Hidrografía del estado.

En el estado de Michoacán se presenta una red fluvial de gran importancia, tiene como principales arterias a dos grandes ríos del país, el Lerma y el Balsas; por otra parte, los ríos de la región de Arteaga y Coalcomán no tienen ninguno principal, dado que desembocan directamente en el Océano Pacífico y por último la pequeña red interna representada por los lagos de Cuitzeo, Pátzcuaro y Zirahuén.

El sistema del centro está representado por los lagos de Pátzcuaro y Zirahuén, el primero ocupa una superficie de 1,525 km² aproximadamente, comprende los municipios de Erongaricuaró, Pátzcuaro, Quiroga y Tzintzuntzan. La cuenca que da origen al lago se alimenta por diferentes corrientes tanto superficiales como subterráneas, entre las primeras se destacan las de los ríos San Gregorio y Chapultepec, así como los arroyos de Santa Fe y Soto. En el interior del lago se levantan los islotes nombrados Janitzio, Tunuén, La Pacanda, Tecuén, Jarácuaro, Uruandén y Carián.

El lago de Zirahuén, una cuenca de 615 km², recibe los aportes de los arroyos Manzanilla y Zinamba, los cuales nacen en el municipio de Santa Clara del Cobre.

3.3.3. Clima del estado.

De acuerdo con la página del INEGI www.inegi.org.mx (2018) en el estado de Michoacán se tiene una temperatura promedio anual de 22 °C y una precipitación promedio anual de 806 mm. En el estado los climas predominantes son los que se muestran a continuación.

CLIMA	% DE LA SUPERFICIE ESTATAL
Cálido sub-húmedo con lluvias en verano	34.7
Templado sub-húmedo con lluvias en verano	27.9
Semicálido sub-húmedo con lluvias en verano	20.3
Semiseco muy cálido y cálido	10.6
Otros	6.5

Tabla 3.1. Climas predominantes en el estado de Michoacán.

Fuente. – www.inegi.org.mx (2019)

3.3.4. Vegetación del estado.

Según lo mencionado en la página del Instituto Nacional para el Federalismo y Desarrollo Municipal (INAFED), los principales tipos de vegetación que existen en el estado de Michoacán, se pueden localizar bosques de coníferas en las principales sierras del estado, entre los 2,600 a los 3,500 m.s.n.m. El bosque mixto, constituido por pinos y encinos, localizados entre los 1,000 y 2,600 m, siendo la vegetación predominante en parte del territorio de los 62 municipios de la entidad.

3.3.5. Demografía del estado.

Michoacán registró una población de 2,374,724 mujeres y 2,209,747 hombres que da un total de 4,584,471 habitantes en el último censo levantado por el INEGI en el año 2015. Esto lo ubica en el noveno lugar a nivel nacional, y al igual que la mayoría de los estados mexicanos, la pirámide poblacional michoacana descansa sobre una base del 60% conformada por jóvenes menores de 29 años.

La densidad poblacional promedio es de 68 personas por km², sin embargo, es importante mencionar que el 16% de los michoacanos radican en Morelia, la capital del estado.

La esperanza de vida es de 77.1 años para mujeres, mientras que para los hombres es de 71.7 años. La tasa de emigración del estado es de las más altas del país, con 0.4 % frente a 16% del promedio nacional.

3.4. Microlocalización.

El estado de Michoacán lo conforman 113 municipios, dentro de los cuales se encuentra Ziracuaretiro, ubicación donde tomará lugar la construcción del presente proyecto.

Ziracuaretiro se localiza en la parte central del Estado, en las coordenadas 19°26' de latitud norte y 101°55' de longitud oeste, a una altura de 1,380 m.s.n.m. Limita al norte con Tingambato, al este con Santa Clara, al sur con Taretan, y al oeste con Uruapan. Su distancia a la capital del estado es de 121 Km. Estos datos los menciona el INAFED.

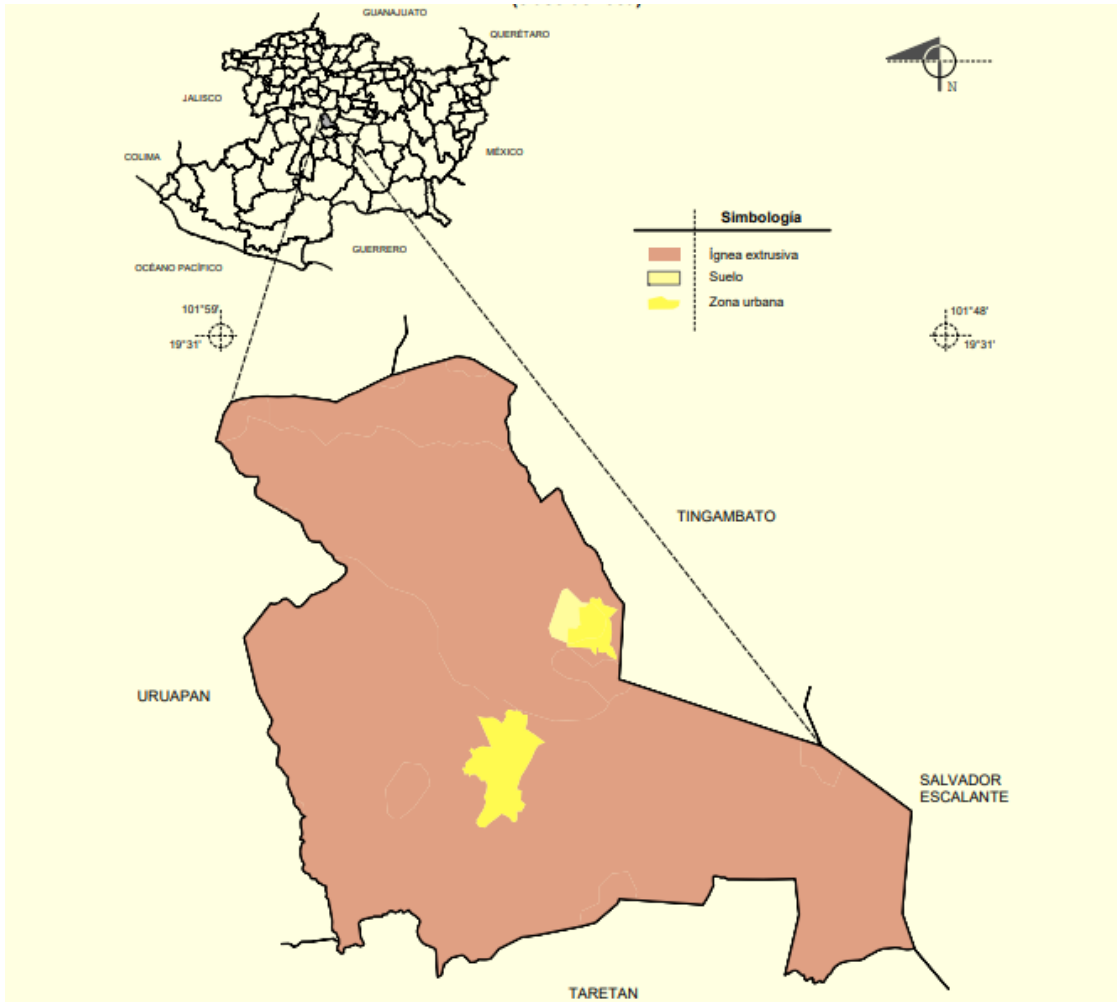


Imagen 3.2. Ubicación de Ziracuaretiro en el estado de Michoacán.

Fuente. – Prontuario de información municipal de los Estados Unidos Mexicanos

Ziracuaretiro, Michoacán de Ocampo INEGI

3.4.1. Extensión del municipio.

Su superficie es de 159.93 Km² y representa el 0.27 % del total del estado.

3.4.2. Orografía del municipio.

Su relieve los constituye el sistema volcánico transversal y los cerros “El Cobero”, Cueva, Salto, Panadero y Malpáis.

3.4.3. Hidrografía del municipio.

Sus corrientes de agua son las siguientes:

Perennes: El Guayabo, Acúmbaro, Caninzio,

Intermitentes: Chupangui, Tomendan, Agua Escondida, El Guayabo, Acumbaro y El Salto.

3.4.4. Clima del municipio.

El clima en este municipio es semicálido húmedo con abundantes lluvias en verano. Tiene un rango de temperatura de 16° a 24°C se acuerdo a www.inegi.org.mx (2018) y un rango de precipitación que va desde 1200 a 2000 mm.

3.4.5. Recursos naturales del municipio.

La superficie forestal que se puede explotar la madera, es ocupada por pino y encino. En el municipio dominan el bosque mixto con pino, encino y el bosque tropical deciduo, con Ceiba, cedro, parota y tepehuaje.

Los suelos del municipio datan de los períodos cenozoico, terciario inferior y eoceno, corresponden principalmente a los del tipo podzólico y pradera de montaña. Su uso es primordialmente forestal y en menor proporción agrícola y ganadero.

3.4.6. Flora y fauna del municipio.

En frutales encontramos: aguacate, durazno, guayaba, litchi, ciruela, macadamia, mamey, nanche, naranja, café y diferentes variedades de plátano, así como bosques mixtos de clima templado (fresno, pino, encino rojo y blanco, también las plantas de ornato como rosal, ave del paraíso, margaritas, claveles entre otros.

La fauna del municipio se estructura principalmente por: ganado bovino, porcino, avícola. También encontramos fauna nociva: alacrán, arañas, ratas, cucarachas, moscas entre otras. El venado, el coyote y algunas aves cantoras también son especies que se encuentran en el municipio antes descrito.

3.4.7. Características demográficas del municipio.

En el censo de población y vivienda que realizó el INEGI (2010) el municipio registró 15,222 habitantes, mismos que representan el 0.35% de la población total del

estado y se concentra en 32 localidades. Las mas pobladas son San Ángel Zurumucapio con 4,453 habitantes que representa un 29%, Ziracuaretiro 2,842 19% y San Andrés Corú con 2,223 (15%).

La población se concentra en un 52.1% en localidades menores a los 2,500 habitantes, es decir en zona rural. El municipio ha mostrado una tasa de crecimiento poblacional variada principalmente en los últimos dos censos, descendiendo en 1990-2000 a 1.73 de crecimiento promedio anual y en 2000-2010 descendió nuevamente a 1.64.

Por otra parte, la zona clasificada como urbana comprende dos localidades: la de San Angel Zurumucapio que es la más grande con 4 mil 453 habitantes y la Cabecera Municipal que registró 2 mil 842 habitantes para sumar un total de 7,295 habitantes que representa el 47.9 % del total, en tanto la población rural asciende a 7,927 habitantes, que representa el 52.1 % del municipio.

Del total de la población 7,441 (48.9%) habitantes son hombres y 7,781 (51.1%) mujeres, lo que nos da un índice de masculinidad de 95.63%.

La densidad demográfica del municipio de Ziracuaretiro es de 94.87 habitantes por Km² al registrar una superficie de 160.98 Km².

La distribución de la población municipal por grandes rangos de edad, tiene las siguientes características: de 0 a 14 años de edad que son 4,941 habitantes y representa un 32.5% del total; de 15 a 64 años de edad que son 9,145 habitantes, y representa un 60.1%, de 15 a 64 años de edad son 980 personas, 6.4%, lo que nos refleja el incremento del bono demográfico en la estructura poblacional.

En un enfoque cualitativo, se trata de un municipio con características principalmente rural con un predominio de las actividades del sector primario, en particular, la agricultura.

La ubicación del terreno se encuentra sobre la calle De la Cruz en el municipio de Ziracuaretiro como se muestra en la imagen 3.3 el terreno se delimita por una huerta de aguacate por el este y por el oeste con un terreno baldío. Los datos del levantamiento topográfico del terreno muestran una superficie de 8,188.66 m²



Imagen 3.3. Localización del terreno en el municipio de Ziracuaretiro

Fuente: Google Maps (2019)

En la imagen 3.4 se aprecia el terreno donde se proyecta el presente trabajo de investigación, como se aprecia en la imagen, el terreno aún cuenta con la capa vegetal

formada por pastizales la cual debe de retirarse para comenzar el proceso de edificación.



Imagen 3.4. Vista lateral del terreno

Fuente: Propia

En la imagen 3.5 se muestra la colindancia sur del predio, como se observa es con una casa habitación de un nivel fabricada a base de mampostería.



Imagen 3.5. Delimitación sur del predio

Fuente: Propia

En la imagen 3.6 se observa el cercado sur del predio, obsérvese la pintura verde marcada en la cerca, ahí es el lindero del terreno.



Imagen 3.6. Lindero del terreno

Fuente: Propia

CÁPITULO 4

METODOLOGÍA

En este capítulo se explica el método utilizado para la elaboración de la presente investigación, dentro de la cual, serán mostrados los métodos de enfoques que existen, así como el método que se empleó. También se indica el alcance de la investigación y su diseño, sin dejar de citar los instrumentos que facilitaron recopilar datos y el proceso que se siguió a lo largo del proceso de este trabajo hasta su conclusión.

4.1. Método científico.

Al realizar un trabajo de investigación, es importante saber que proceso se debe seguir una serie de pasos orientados a la realización del proyecto de investigación. En la presente investigación se utilizó el método científico, en el cual, de acuerdo con Tamayo y Tamayo (2000), se entiende como un conjunto de procedimientos en los que se plantean los problemas e hipótesis científicas para descubrir las condiciones en las que se presentan sucesos específicos, los cuales se deben cumplir con las siguientes características:

1. Ser verificable
2. Razonamiento riguroso
3. Observación empírica.

Lo mencionado anteriormente no es más que el uso de la lógica en hechos y realidades observadas. En el presente trabajo se empleará el método científico, porque

de acuerdo a lo mencionado en el párrafo anterior, un trabajo de investigación tiene como finalidad determinar el diseño estructural y el dimensionamiento óptimo de los elementos que soportarán las solicitaciones de diseño de una nave industrial en el municipio de Ziracuaretiro, dichas características geométricas, deben de ser analizadas rigurosamente y después verificadas de forma científica. De acuerdo a la definición explicada anteriormente, el método utilizado en este trabajo es el correcto.

4.1.1. Método matemático.

Conforme lo citado por Mendieta (2005), el método matemático es aquel que mediante el apoyo en cálculos numéricos llega a un resultado, es decir, al usar este método estamos usando el procedimiento científico, obteniendo y comparando cantidades con el fin de tener la solución correcta.

Así, la presente investigación, se empleará el método matemático, porque debido al tema de estudio, se requiere el uso de modelos matemáticos y cálculos entre otros sistemas de obtención de datos, los que llevan al uso de números para obtener un resultado ideal.

4.2. Enfoque de la investigación.

De acuerdo con Hernández Sampieri et. al. (2007), el enfoque de una investigación se divide en tres tipos, siendo uno de ellos el cuantitativo, cuyas características son las de cuantificar fenómenos, dar uso de métodos numéricos para poderlos cuantificar, hace uso de estadísticas, así como la experimentación y usa un análisis causa-efecto. Este tipo de enfoque, posee ventajas como la de la generalización de resultados, el control sobre fenómenos, al mismo tiempo que la

predicción, réplica y precisión. Cuenta con un proceso de deducción, secuencial, probatorio, de los cuales analizan la realidad de una manera objetiva.

El segundo tipo de enfoque es el cualitativo, este enfoque no busca la réplica, no se basa ni se fundamenta en la estadística, de maneja en ambientes naturales y los significados son extraídos de los datos obtenidos. Algunas de las ventajas sobresalientes de este enfoque, son su amplitud y profundidad de ideas, la riqueza interpretativa y la contextualización de los fenómenos. Cuenta con un proceso inductivo, recurrente y que no lleva una secuencia lineal, por que analiza una realidad subjetiva.

El tercer método es el enfoque mixto, el cual es una combinación de características, procesos y ventajas de los dos enfoques antes descritos.

El presente trabajo de investigación se basará en un enfoque cuantitativo, dado que será necesario el calcular elementos estructurales utilizando métodos numéricos, así como cuantificar los esfuerzos a los que estarán sometidos. Al conocer estos datos se logra la posibilidad de tomar el control sobre los fenómenos que se presenten, también permite comparaciones en base a estudios previos del mismo tema o área para poder lograr un criterio propio.

4.2.1. Alcance de la investigación.

Los enfoques demostrados anteriormente, tienen un alcance en la investigación, los cuales según el autor Hernández Sampieri et. al. (2007) son de tipo exploratorio, descriptivo y correlacional-causal.

Estudio exploratorio: Estos estudios son utilizados cuando el tema de investigación es examinar un tema o problemática en el cual no hay mucha información y se tengan dudas.

Estudio descriptivo: Estos estudios evalúan y/o recaban datos sobre perfiles, aspectos, dimensiones o componentes de personas, grupos, comunidades, objetos o cualquier fenómeno que se desea investigar. En este tipo de estudio, se elige un tema y se recaba información acerca de el.

Estudio correlacional-causal: Este tipo de estudios pretenden responder a las preguntas de investigación.

En el presente trabajo se utilizará el método de estudio descriptivo, ya que se necesitará realizar mediciones, recolectar y evaluar diferentes datos del tema a estudiar.

4.3. Tipo de diseño de la investigación.

Dentro del diseño de la investigación, existen dos tipos totalmente diferentes uno del otro, por lo que es importante conocer las características de ellos para así saber que tipo de diseño será empleado. De acuerdo con lo mencionado por Hernández Sampieri et. al. (2007) los tipos de diseño y sus características son los siguientes:

- a) Diseños experimentales: son aquellos en los que intencionalmente son manipuladas las variables, con el fin de analizar y observar las consecuencias que dicha manipulación dio lugar, todo lo anterior dentro de un ambiente de control para el investigador.

- b) Diseños no experimentales: Son aquellos en los que se manipulan las variables, por lo que se pueden presentar de una manera inesperada y diferente cada vez, por lo que se corre el riesgo de no poder observar el fenómeno si no se presta atención.

Analizando y comprendiendo las anteriores definiciones, se llegó a la conclusión de que la presente investigación es del tipo no experimental, dado que no se controlan las variables ni se lleva a cabo ningún tipo de experimento.

4.3.1. Investigación transeccional.

La investigación transeccional también conocida como investigación transversal, es la de recabar datos, pero de un instante determinado, en un momento único según lo señala Hernández Sampieri (2007) et. al. El propósito de este tipo de investigación es el de describir y conocer las o la variable de estudio, en un momento único.

4.4. Instrumentos de recopilación de datos.

Los instrumentos usados en este trabajo para la recopilación de datos fueron planos topográficos que previamente se hicieron con instrumental especializado en esta área, manuales donde se especifican tipos de acero, así como sus características elásticas, geométricas etc. Así como el software SAP 2000 V20, AutoCad 2015 y su complemento CivilCad.

4.5. Descripción del proceso de investigación.

Previo a comenzar la investigación del presente trabajo de tesis, se llevó a cabo una investigación de los diversos temas que abarca la Ingeniería Civil. Una vez determinado el tema de trabajo, se eligió el título de la presente investigación, para en base al mismo, encontrar literatura necesaria para su correcta investigación. Una vez que se definió el título y la literatura necesaria, se definieron capítulos con temas relevantes para la correcta comprensión al lector del tema, así como conceptos básicos.

Dado a que el tema principal de este proyecto es el cálculo estructural para una nave industrial hecha de acero, se analizaron los datos obtenidos gran cantidad de veces para de esta forma tener certeza de la veracidad de ellos, dado que con estos se hace el dimensionamiento estructural, que, a su vez, se traduce en seguridad para sus ocupantes.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En los párrafos siguientes se muestran los cálculos realizados que fueron necesarios para realizar el correcto dimensionamiento de los elementos estructurales de la nave industrial a diseñar en este proyecto, tales elementos son los siguientes: columnas, armaduras, placa, entre otros. Se especificarán a detalle los pasos que se siguieron de acuerdo a las NTC (2017), esto con la intención de dar al lector una idea de los procedimientos a seguir para realizar el análisis y cálculo estructural de una nave industrial.

5.1. Descripción de la estructura.

El proyecto estructural contempla una nave industrial de geometría rectangular, que tiene 60 metros de largo por 30 metros de ancho, ocupando una superficie total de 1800m². Dicha edificación está proyectada para funcionar como empaque de aguacate.

5.2. Estructuración.

La nave industrial posee una cubierta a dos aguas de lámina acanalada, que se apoyará en la estructura principal. La estructura principal se compone por 7 armaduras construidas a base de perfiles de acero estructural que en párrafos posteriores se describirán a detalle, como columnas se utilizarán perfiles HSS.

A continuación, se muestran imágenes tridimensionales de la estructura a diseñar.

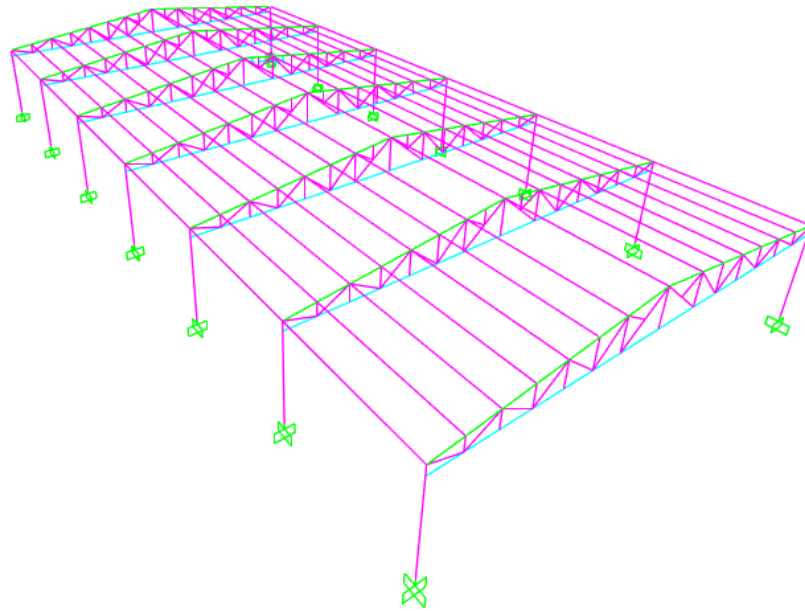


Imagen 5.1. Modelo tridimensional de la estructura

Fuente: Propia

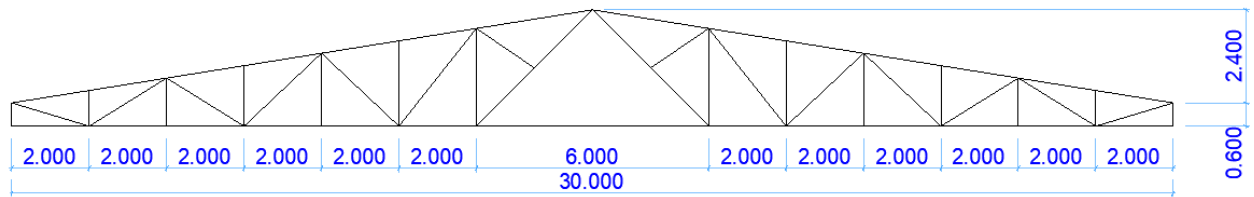


Imagen 5.2. Vista de la geometría propuesta como armadura principal

Fuente: Propia

5.3. Pre-dimensionamiento.

El diseño estructural se realizará mediante la combinación de cargas más desfavorable, esta metodología consiste en determinar el efecto máximo en cualquier elemento, derivado de la combinación de las acciones permanentes, variables y accidentales.

El comportamiento de un elemento estructural no dependerá únicamente de las leyes fundamentales de la estática, tales como el equilibrio de fuerzas, sino también de las propiedades geométricas y mecánicas que caracterizan a las secciones. Estas propiedades describen la manera con la que los materiales resisten y se deforman ante las diferentes sollicitaciones, como son: cortante, flexión, compresión, flexocompresión y torsión.

Se propusieron los siguientes perfiles a manera de proporcionar la resistencia necesaria en la armadura principal de soporte:

Cuerda superior	Ángulo doble de 2 ½" x 2 ½" x ¼"
Cuerda Inferior	Ángulo doble de 2" x 2" x ¼"
Diagonales	PTR 2" x 2" x ¼"
Montantes	PTR 2" x 2" x ¼"

Tabla 5.1. Perfiles propuestos en primera instancia para la armadura.

Fuente: Propia

Y como columnas se propuso el perfil HSS de 8" x 8" x 5/16" en subcapítulos posteriores se pondrán a prueba dichos perfiles para verificar mediante las NTC 2017 si son suficientes para disipar las sollicitaciones de la estructura a diseñar.

5.4. Análisis de la estructura.

Para analizar la estructura se tiene que determinar los coeficientes de presiones y de empujes sobre la misma.

a) Clasificación de la estructura según su importancia

De acuerdo al uso que se le dará la nave, y apoyándose en las NTC 2017, para fines de diseño por viento y de acuerdo con la importancia para la cual será destinada la estructura entra en la clasificación tipo B.

b) Clasificación de acuerdo con su respuesta ante la acción del viento.

De acuerdo con las NTC2017 las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubiertas rígidos, se consideran poco sensibles a las ráfagas de viento.

Por lo anterior, esta nave industrial pertenece al Tipo 1, y por ende, podrá seleccionarse el método estático para obtener las cargas de diseño por viento sobre la estructura.

c) Características de rugosidad del terreno en la vecindad de la nave.

La nave industrial, se ubica en una zona típica suburbana, el sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana a baja altura, por lo cual, atendiendo a la tabla 3.1.2 de normas técnicas complementarias para el diseño por viento, el terreno se clasifica como R3.

Tabla 3.1.2 Rugosidad del terreno, α y δ

Tipos de terreno (fig. 3.1.1)		α	δ , m
R1	Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3	Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4	Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.170	455

Tabla 5.2. Rugosidad del terreno.

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para diseño por viento.

d) Topografía alrededor de la estructura.

La zona del municipio en donde se localiza la nave es un terreno prácticamente plano, en campo abierto y con pendientes menores al 5%, por lo tanto, de acuerdo a la tabla 3.1.3 las normas técnicas complementarias para el diseño por viento el tipo de topografía pertenece al T3.

Tabla 3.1.3 Factor F_{TR} (Factor de topografía y rugosidad del terreno)

	Tipos de topografía	Rugosidad de terrenos en alrededores		
		Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1	Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80	0.70	0.66
T2	Valles cerrados	0.90	0.79	0.74
T3	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1.00	0.88	0.82
T4	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.10	0.97	0.90
T5	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.20	1.06	0.98

Tabla 5.3. Factor de topografía y rugosidad del terreno.

Fuente: Normas técnicas complementarias para el diseño por viento.

e) Velocidad regional del viento.

La velocidad regional del viento para Ziracuaretiro es:

$$V_R = 110 \text{ km/h}$$

f) Velocidad de diseño del viento (V_D)

La velocidad V_D es aquella con la cual se calculan los efectos estáticos del viento sobre la estructura o componentes de la misma. Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$V = F_{TR} \times F_{\alpha} \times V_R$$

Donde:

F_{TR} : Es el factor correctivo por topografía y rugosidad

F_{α} : Es el factor que toma en cuenta la variación del viento en función de la altura

V_D : Es la velocidad de diseño del viento

V_R : Velocidad regional del viento

Finalmente, la velocidad de diseño será la siguiente:

$$V_D = F_{TR} \times F_{\alpha} \times V_R = 0.88 \times 1.0 \times 110 = 96.8 \text{ km/h}$$

g) Presión de diseño

Es la presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie expuesta a su acción es normal a dicha superficie y se obtiene con la expresión:

$$P_z = 0.0048 G_{AT} (V_D)^2 C_P$$

Siendo:

G_{AT} : Es el factor de corrección por altitud y temperatura, para este proyecto se tomará igual a 1.

V_D : Es la velocidad de diseño igual a 96.8 km/h calculado.

C_P : Coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura.

Con lo anterior tenemos que $P_z = 0.0048 * 1 (96.8 \text{ km/h})^2 C_P = 44.97 C_P$

D) Factores de presión C_p a considerar sobre la nave

En el caso de edificios y construcciones cerradas se consideran los coeficientes de presión C_p de la tabla 3.3.1 de las normas técnicas para el diseño por viento

Tabla 3.3.1 Coeficiente C_p para construcciones cerradas

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento ¹	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados lado de barlovento ²	-1.0, para $0^\circ < \theta < 20^\circ$ -1.0 < 0.05 θ - 2.0 < 0.5, para $20^\circ < \theta < 50^\circ$
Techos curvos	+ 0.01 θ , para $50^\circ < \theta < 90^\circ$ ver Tabla 3.3.2 y Fig. 3.3.1

Tabla 5.4 Coeficientes C_p para construcciones cerradas.

Fuente: Normas técnicas para el diseño por viento.

A continuacion se muestran los coeficientes por muro en la construcción:

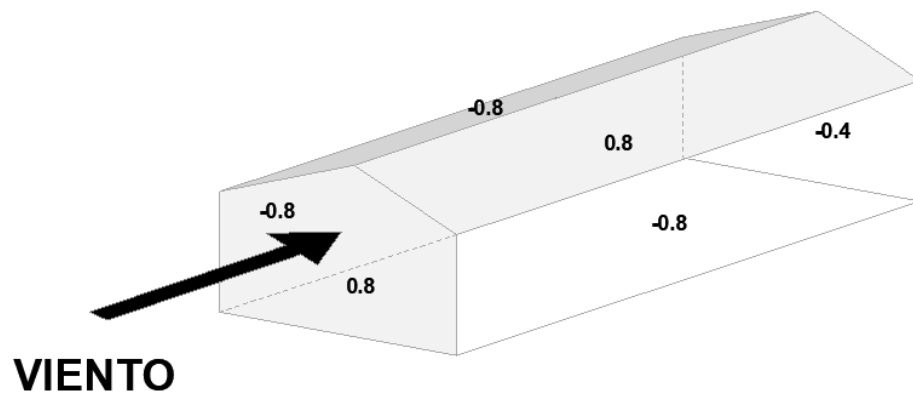
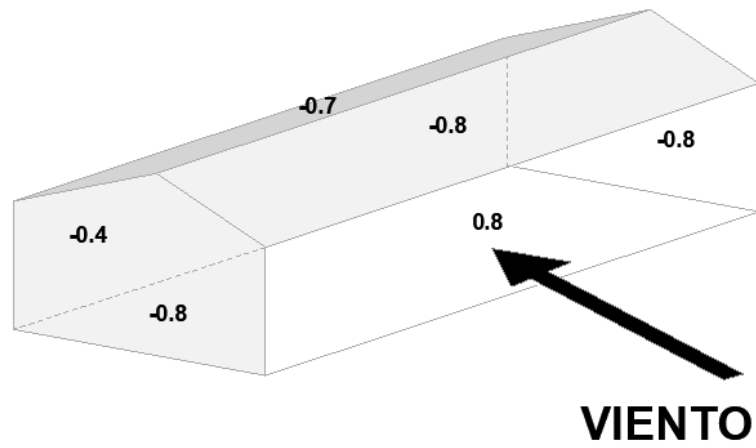


Imagen 5.4. Coeficientes de presión para construcciones cerradas

Fuente: Propia

E) Presiones de diseño

Como quedó definido en el paso b), es aplicable el método estático y bastará tener en cuenta empujes y succiones estáticos del viento sobre la estructura principal de la nave.

Aplicando los valores de C_p a la ecuación obtenida en el paso G) cuando el viento actúe en la dirección corta de la nave, las presiones sobre las cinco superficies serán las mostradas a continuación:

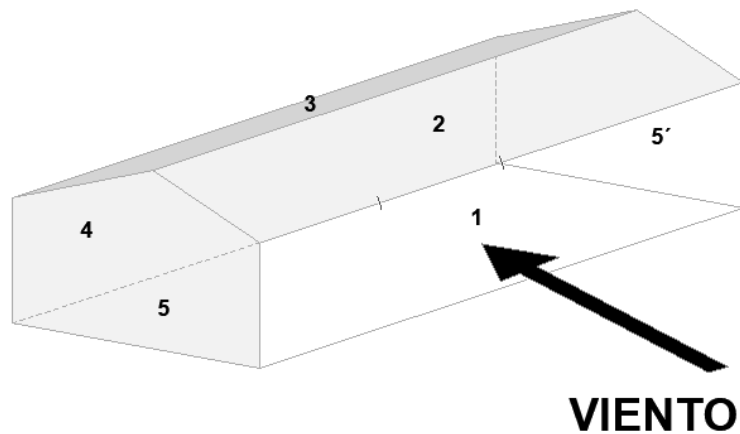


Imagen 5.5 Señalización de zonas en la estructura cuando el viento actúa perpendicular a las generatrices.

Fuente: Propia

$$P_z = 44.97 C_p$$

$$P_{z1} = 35.98 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{z2} = -35.98 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{z3} = -31.48 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{z4} = -17.99 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{z5 \text{ y } 5'} = -35.98 \text{ kg/m}^2$$

Cuando el viento actúe en la dirección larga de la nave, las presiones resultantes de las cuatro superficies serán:

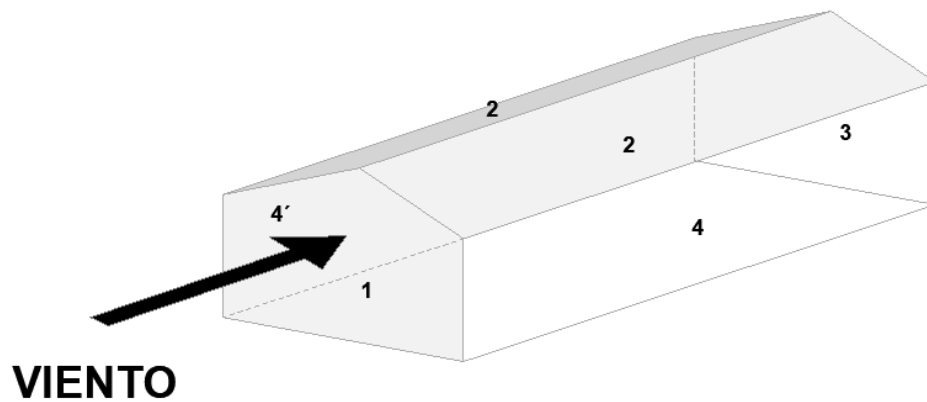


Imagen 5.5 Señalización de zonas en la estructura cuando el viento actúa paralelo a las generatrices.

Fuente: Propia

$$Pz1 = 35.98 \text{ Kg/m}^2$$

$$Pz2 = -35.98 \text{ Kg/m}^2$$

$$Pz3 = -17.99 \text{ Kg/m}^2$$

$$Pz4 \text{ y } 4' = -35.98 \text{ Kg/m}^2$$

Las presiones de diseño serán la suma algebraica tanto de las presiones exteriores como de las interiores. Finalmente, las fuerzas de diseño directamente aplicadas sobre la estructura se obtendrán multiplicando las presiones calculadas en el paso anterior, por el área tributaria de cada armadura. En el caso de esta nave, tenemos una sola abertura de 12 m² como se muestra en la imagen 5.6. Representa menos del 30% de la superficie del muro que aloja dicha puerta, por lo anterior, los efectos de las presiones generadas por la penetración del viento dentro de la nave son despreciables.

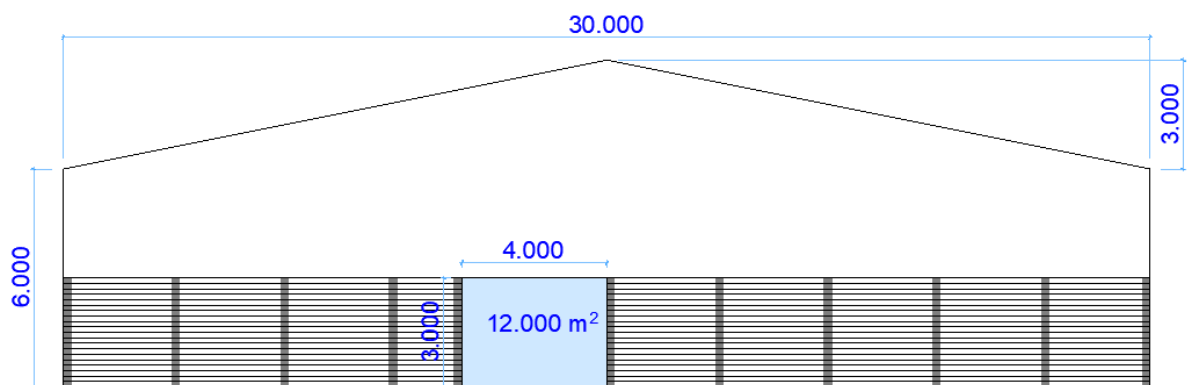


Imagen 5.6. Área total de la única abertura

Fuente: Propia

f) Presiones de diseño para los elementos secundarios de la techumbre

Por elementos secundarios se tomarán en cuenta los elementos que no forman parte de la estructura principal, como los largueros que a continuación se diseñarán, tomando en cuenta la ubicación más desfavorable siendo la zona 3 que abarca un ancho de $b/10$ siendo b el claro de la nave.

Se tiene que $30/10 = 3\text{m}$

Succión en zona 3 de la tabla 4.0.2 de las NTC2017 $-3.0 + A/10 < -2.0$ siendo A el área tributaria del elemento a diseñar en metros cuadrados. Dicha superficie se ilustra en la imagen 5.7 mediante la zona sombreada.

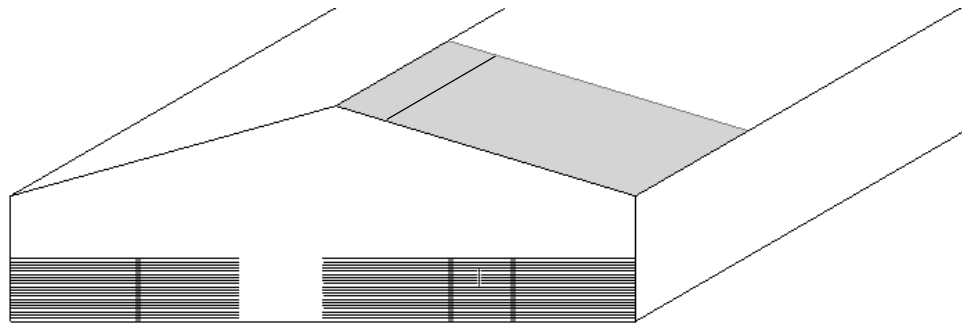


Imagen 5.7 Ubicación del área a diseñar

Fuente: Propia

5.5. Análisis de cargas.

Peso de la lámina pintro cal. 26 proporcionado por el fabricante 3.82 kg/m^2 , a continuación, se asumirá como solución largueros CLP de 6" calibre 12 con un peso

según el fabricante de 6.17 kg/m. Para la carga muerta se consideró la siguiente tabla de acuerdo a las NTC para cubiertas.

		Pendiente efectiva	
		Menor al 5%	Mayor al 5%
Carga viva	Máxima, w_m	100 kg/m ²	40 kg/m ²
	Accidental, w_a	70 kg/m ²	20 kg/m ²
	Media, w	15 kg/m ²	5 kg/m ²

Tabla 5.3 Carga viva a considerar en cubiertas en función de la pendiente de la misma

Fuente: Propia, basándose en NTC (2017)

En resumen, se tiene que:

Peso de la lámina pintro Cal. 26 = 3.82kg/m²

Peso de los largueros por m² = 4.11 kg/m²

Carga Muerta = 40 kg/m²

Carga viva = 40 kg/m²

5.6. Diseño de los largueros.

Los largueros son elementos esbeltos que sirven como apoyo a las láminas de la techumbre, estos a su vez transmiten las cargas a las armaduras principales como

cargas puntuales. A continuación, se muestra el diseño de estos elementos de manera detallada

A continuación se muestra la separación entre armadura y la separación entre largueros.

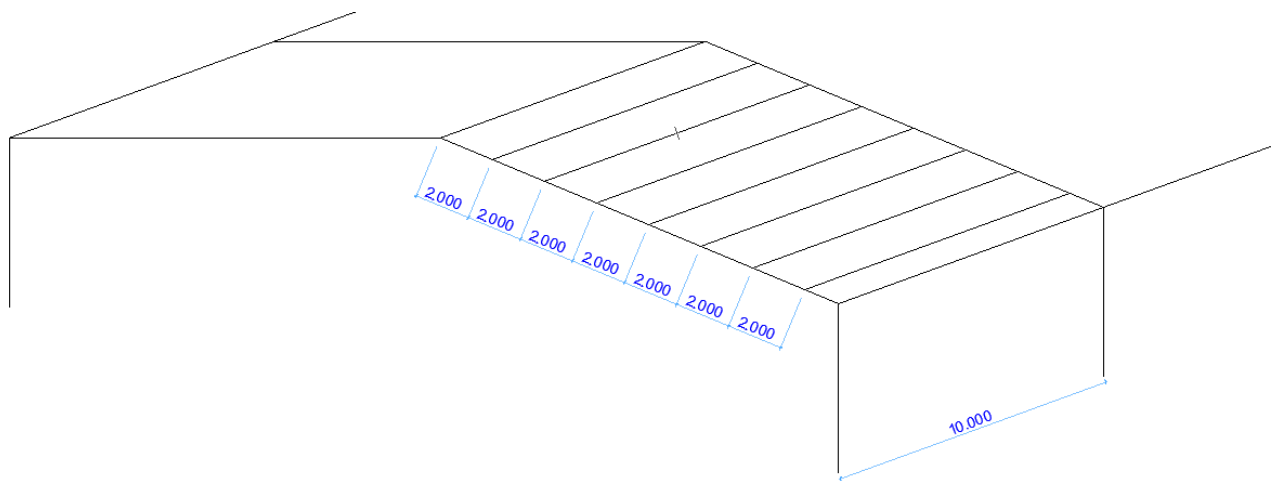


Imagen 5.10. Distancias entre elementos estructurales

Fuente: Propia

Determinación de la carga sobre los largueros:

$$\text{Carga por metro lineal en el larguero} = W = (7.93 \text{ Kg/m}^2) (2) (1) = 15.86 \text{ Kg/m}$$

P_m = Carga de montaje = 100Kg (se considera al colocar al larguero en la posición mas desfavorable siendo ésta al centro del larguero).

$$W_x = w \text{ sen} \alpha = 15.86 \text{ sen } 16.7^\circ = 4.56 \text{ kg/m}$$

$$W_y = w \cos \alpha = 15.86 \cos 16.7^\circ = 15.29 \text{ kg/m}$$

$$P_{mx} = w \sin \alpha = 100 \sin 16.7^\circ = 28.74 \text{ kg/m}$$

$$P_{my} = w \cos \alpha = 100 \cos 16.7^\circ = 95.78 \text{ kg/m}$$

Momentos flexionantes sobre los largueros: Se analizarán considerando el efecto de las cargas permanentes y el de la carga de montaje, en los dos sentidos del larguero.

$$M_x = (w_y l^2 / 8) + ((P_{my} l) / 4) = 430.58 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_y = (w_x l^2 / 8) + ((P_{mx} l) / 4) = 128.85 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

En el paso siguiente se revisará el perfil propuesto, al ya tener los momentos flexionantes se podrá llegar a la conclusión si se acepta o no.

La expresión a utilizar es la fórmula de iteración, dado que el perfil se está flexionando en dos sentidos simultáneamente.

$$\text{Formula de iteración } \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

$$\text{O también } \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq 1$$

Tratándose de perfiles en frío es frecuente usarla de la siguiente manera:

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

Dado que se considera que el patín a compresión está arriostrado en ambos sentidos, se puede usar el esfuerzo máximo permisible $F_b = 0.60 f_y$. El limite de fluencia para los perfiles doblados en frio es de $f_y = 3850 \text{ kg/cm}^2$

El esfuerzo permisible por flexión en ambos sentidos:

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

Por lo tanto, para este tipo de perfiles que tienen ambos patines atiesados la formula de iteracion se reduce a: $f_{bx} + f_{by} \leq 2310 \text{ kg/cm}^2$

Como se aprecia la fórmula de iteración es la aplicación de la fórmula de la escuadría, considerando los esfuerzos de flexión sobre el perfil en ambos sentidos, dado que la acción de los esfuerzos es simultánea, la suma de los esfuerzos no debe de exceder el esfuerzo permisible en flexión.

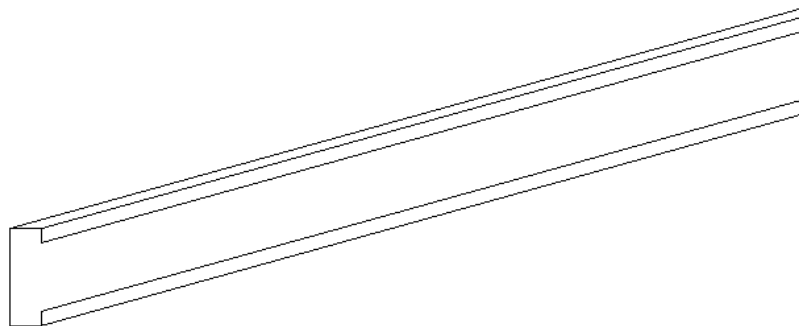


Imagen 5.8. Vista del perfil CPL

Fuente: Propia

Para el presente proyecto se analizará un montén de 7" x 2 3/4 " calibre 12.

Datos del manual: Peso = 6.99kg/m

$$S_x = 47.64 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 11.12 \text{ cm}^3$$

Se tiene que mencionar que la aplicación de las cargas en el sentido del eje y y no se hace en el plano que pasa en el centro de gravedad del perfil, siendo esta la causa para que se ocasiona en el perfil un efecto de torsión. Para garantizar que el perfil no fallará ante dicho elemento mecánico, se reducirá el módulo de sección un 50% de su valor, dicha técnica no es ortodoxa, sin embargo los resultados obtenidos en campo han sido satisfactorios, por lo cual se usará dicho método para el presente diseño.

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{43058}{47.63} = 904.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{12885}{11.12} = 1158.72 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$904.01 + 1158.72 = 2062.73 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa que el larguero cumple con la condición $f_{bx} + f_{by} \leq 2310 \text{ kg/cm}^2$ por lo tanto se toma como solución utilizar perfil CLP de 7" x 2 3/4 " calibre 12.

5.7. Diseño de la armadura.

Se denomina armadura a la estructura formada por un conjunto de piezas lineales soldadas entre si, que servirán como medio de soporte para la cubierta. A continuación se muestran las dimensiones de la armadura a diseñar:

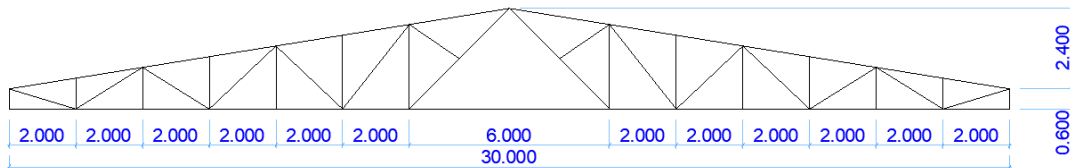


Imagen 5.9. Geometría y dimensiones de la armadura

Fuente: Propia.

Para miembros a compresión axial se determina con la longitud efectiva KL y el radio de giro r correspondiente. L es la longitud libre del elemento y K es el factor de longitud efectiva que se calcula como lo menciona las NTC2017 en el apartado 2.3.3.

A su vez, para analizar la estructura en el software SAP2000 v.20 se tomaron en cuenta varias combinaciones de carga, esto, para hacer trabajar a la estructura en las condiciones más desfavorables y de este modo garantizar el correcto funcionamiento de los elementos estructurales ante dichas solicitaciones. De acuerdo al NTC (2017) para una estructura tipo A se multiplican las cargas por un factor (f_c) a modo de aumentar a el valor de las solicitaciones a una carga última. Las combinaciones de carga que se tomaron en cuenta son las siguientes:

>Carga viva + carga muerta

> F_c (carga muerta + carga viva)

>F_c (carga muerta + carga viva + s_x + .3 s_y)

>F_c (carga muerta + carga viva + .3 de sismo en el eje X + sismo en y)

>F_c (carga muerta + carga viva + viento en X)

>F_c (carga muerta + carga viva + viento en Y)

Los empujes por sismo se diseñaron en SAP2000 v.20 de acuerdo a la zona sísmica que pertenece Michoacán, así como el espectro de respuesta de la estructura ante dicha carga accidental.

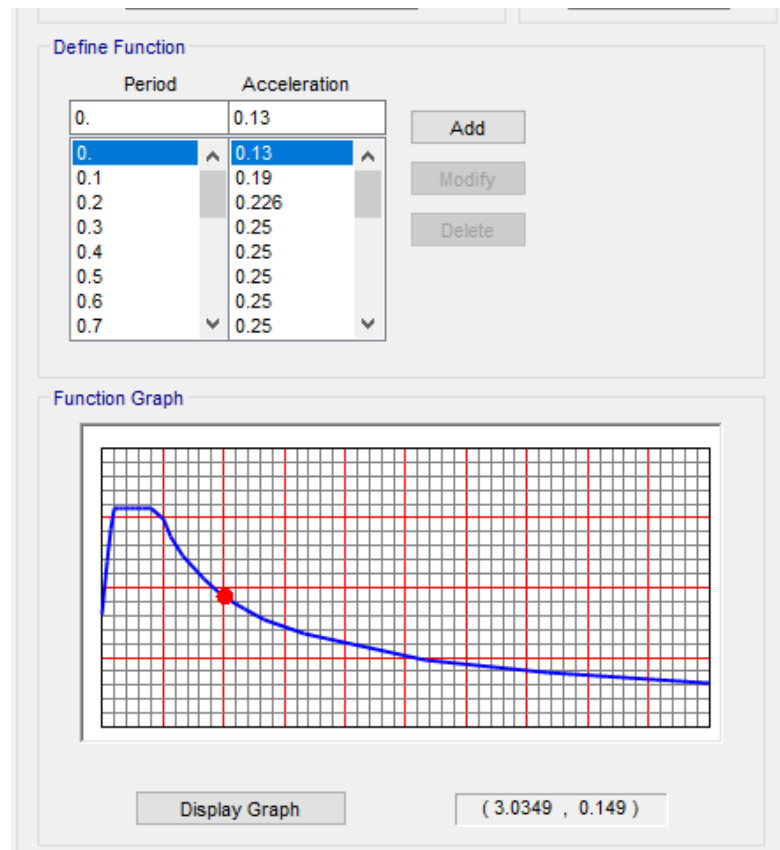


Imagen 5.12 Espectro de diseño de la estructura

Fuente: Propia usando software SAP2000 v20.

Las armaduras se integran estructuralmente entre sí, en la imagen 5.13 se aprecia la distribución de las armaduras, así como su geometría, la unión entre armaduras se realizó a través de los elementos larguero anteriormente diseñados.

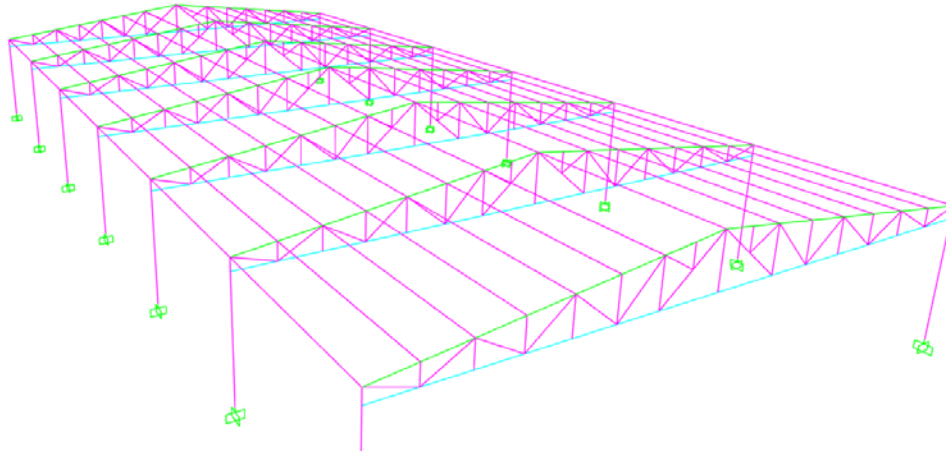


Imagen 5.13 Vista isométrica de la nave industrial sin muros

Fuente: Propia usando software SAP2000 v20

Se realizó el cálculo estructural según las especificaciones de diseño en acero de acuerdo al NTC (2017).

El modelo analítico se realizó utilizando el software SAP2000 v.20 considerando las condiciones de carga descritas anteriormente, así como las combinaciones de carga que marca el reglamento.

En las imágenes posteriores se muestra gráficamente los diagramas que se tomaron en cuenta para realizar el correcto diseño estructural obtenidos utilizando el software de computo SAP2000 v.20.

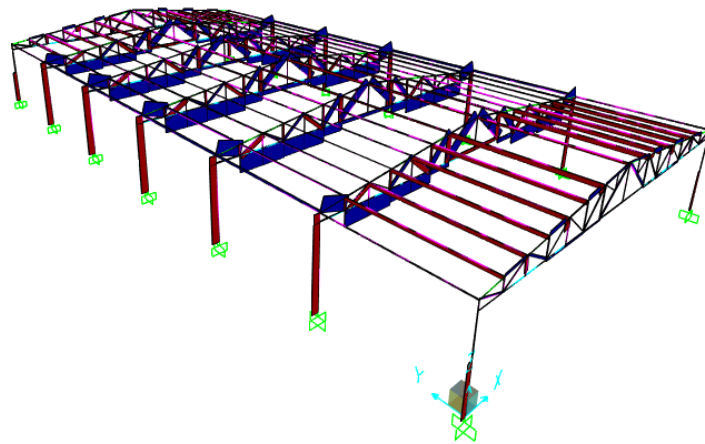


Imagen 5.15 Diagrama de fuerza axial en toda la estructura.

Fuente: Propia usando software SAP2000 v20.

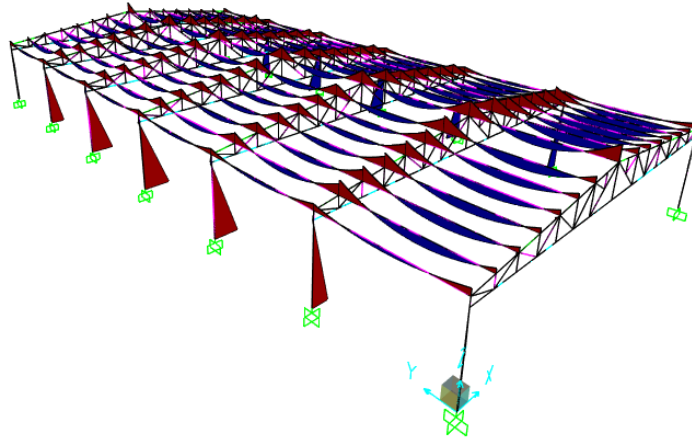


Imagen 5.16 Diagrama de momento flexionante en la estructura

Fuente: Propia usando software SAP2000 v20.

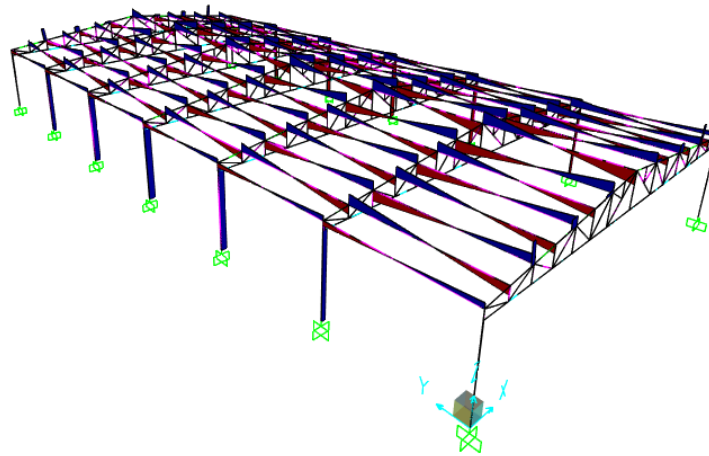


Imagen 5.17 Diagrama de esfuerzo cortante en la estructura.

Fuente: Propia usando software SAP2000 v20.

Para el diseño de las armaduras se usó la hipótesis de que estas solo trabajan a compresión o tensión axial, es por esto que únicamente se diseñaran las armaduras bajo la magnitud de este elemento mecánico. El diseño se dividió en tres etapas de acuerdo a las partes que componen una armadura y son como sigue:

En primer lugar, se analizó la cuerda superior, seguida por los diagonales y montantes, para concluir con la cuerda inferior.

5.7.1. Diseño de la cuerda superior.

La cuerda superior que resultó más esforzada es la que se encuentra en el eje F.

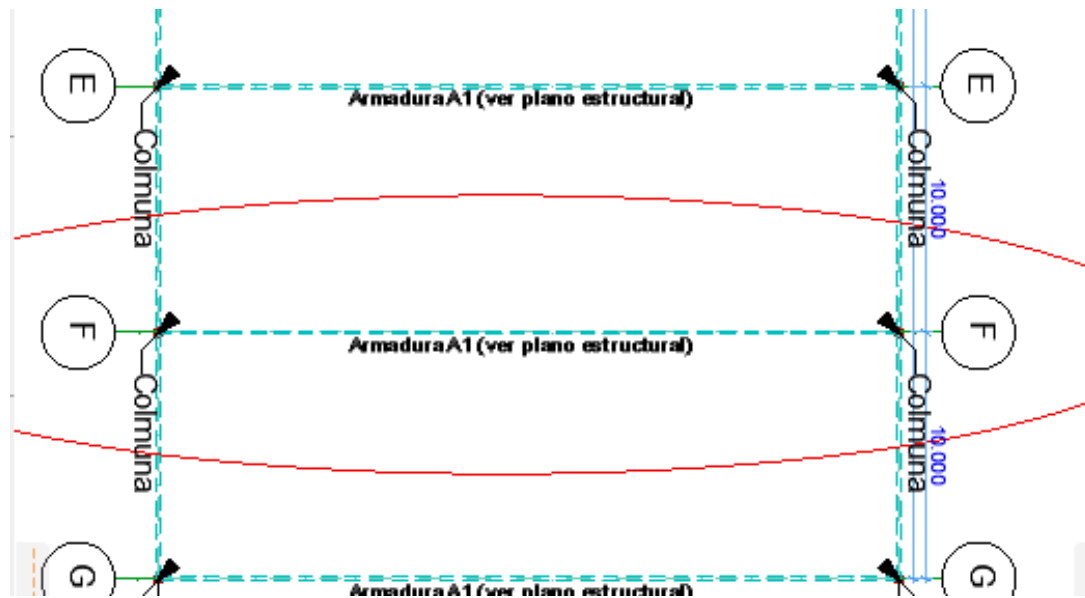


Imagen 5.18 Ubicación de la cuerda superior mas desfavorable

Fuente: Propia utilizando el software ArchiCad 20.

La cuerda superior a diseñar resultó mas desfavorable con la combinación de carga $F_c(CM+CV+S_x+0.33S_y)$ con un total de -1 669. 074 Kgf a compresión. A continuación, se muestra a detalle el diseño para dicho elemento utilizando las NTC (2017) al ser un elemento con una sección transversal rectangular hueca se diseñará atendiendo la fórmula 5.2.1.

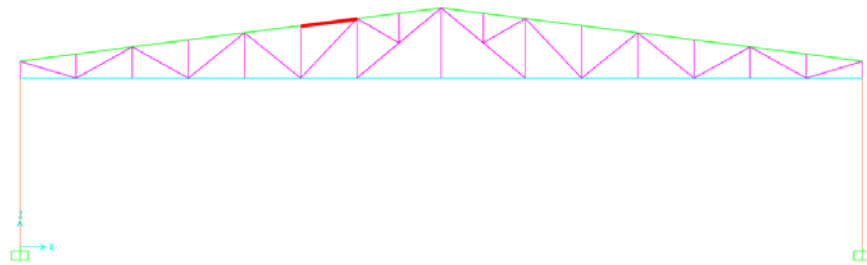


Imagen 5.20 Ubicación de la parte más desfavorable de la cuerda superior

Fuente: Propia utilizando el software SAP2000 v20

Resistencia de diseño: Atendiendo las NTC (2017) en el apartado 5.2.1 Estado límite de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos se diseñará la cuerda superior

Proponiendo PTR 3" x 3" Cal. 6

$$>A= 13.06 \text{ cm}^2$$

$$>F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$>r= 2.88 \text{ cm}$$

$$>L= 202 \text{ cm}$$

-Relación de esbeltez

$$\frac{KL}{R} = (202*1)/2.88 = 70.14 < 200$$

Por lo tanto, cumple el apartado 2.2.2 de las NTC (2017) dónde establece que la relación de esbeltez para miembros a compresión no debe ser mayor a 200.

La fórmula es:

$$R_c = Fr \times Fy \times A$$

Donde:

Fr = factor de resistencia, igual a 0.9

A = área total de la sección transversal

X = factor de reducción por esbeltez

$$X = (1 + \lambda c^{2n})^{-1/n}$$

λc = parámetro de esbeltez

$$\lambda c = \sqrt{\frac{Fy}{Fe}}$$

Fe = Esfuerzo critico de Euler

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\frac{KL^2}{r}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\frac{KL^2}{r}} = \frac{(\pi^2)(2.1 \times 10^6)}{\left(\frac{(1)(202)}{2.88}\right)^2} = \frac{20726169.24}{14168.05} = 4213.095 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2530}{4213.95}} = 0.775$$

$$X = (1 + \lambda_c^{2n})^{\frac{-1}{n}} = (1 + 0.775^{2(2)})^{\frac{-1}{2}} = 0.857$$

Se consideró n= 2

$$R_c = F_r X F_y A$$

$$R_c = (0.9)(0.857)(2530)(13.6) = 26\,548.063 \text{ kg}$$

El elemento seleccionado cumple con el esfuerzo al que se someterá, por lo tanto, queda como solución perfil PTR 3" x 3" Cal. 6

5.7.2. Diseño de diagonales.

Para el diseño de los diagonales se tomó el más desfavorable con una carga axial a compresión de -22 056 kgf, que se encuentra ubicado en el eje F, en la siguiente imagen se muestra la ubicación del mismo.

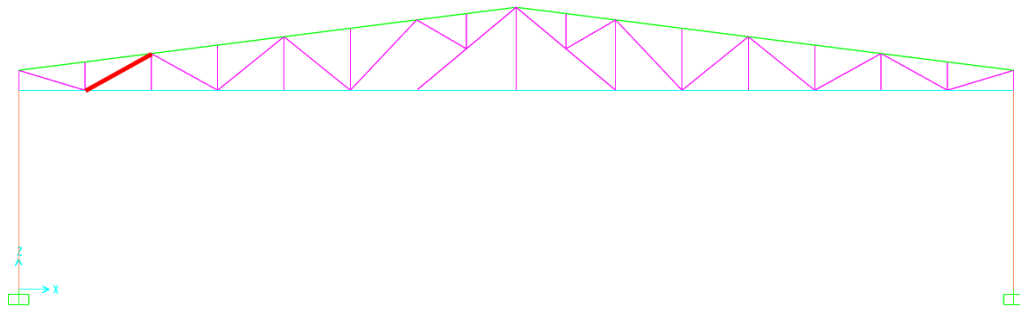


Imagen 5.22 Ubicación de la parte más desfavorable en diagonales

Fuente: Propia utilizando el software SAP2000 v20

Proponiendo PTR 3" x 3" Cal. 6

$$>A= 13.06 \text{ cm}^2$$

$$>F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$>r= 2.88 \text{ cm}$$

$$>L= 202 \text{ cm}$$

-Relación de esbeltez

$$\frac{KL}{R} = (202*1)/2.88 = 70.14 < 200$$

Por lo tanto, cumple el apartado 2.2.2 de las NTC (2017) dónde establece que la relación de esbeltez para miembros a compresión no debe ser mayor a 200.

La fórmula es:

$$R_c = F_r \times F_y \times A$$

Donde:

F_r = factor de resistencia, igual a 0.9

A = área total de la sección transversal

X = factor de reducción por esbeltez

$$X = (1 + \lambda c^{2n})^{-1/n}$$

λc = parámetro de esbeltez

$$\lambda c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

F_e = Esfuerzo critico de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\frac{KL^2}{r}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\frac{KL^2}{r}} = \frac{(\pi^2)(2.1 \times 10^6)}{\frac{(1)(236)^2}{2.88}} = \frac{20726169.24}{6714.89} = 3086.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2530}{3086.54}} = 0.905$$

$$X = (1 + \lambda_c^{2n})^{-\frac{1}{n}} = (1 + 0.905^{2(2)})^{-\frac{1}{2}} = 0.773$$

Se consideró $n = 2$ como lo establece las NTC (2017) para elementos rectangulares de sección transversa hueca laminadas en caliente.

La fórmula para encontrar el esfuerzo resistente es la siguiente:

$$R_c = F_r X F_y A$$

$$R_c = (0.9)(0.773)(2530)(13.06) = 23\,949.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 22\,056 \text{ kgf}$$

$R_c > P_u$ por lo tanto se acepta la sección como solución.

5.7.3. Diseño de montantes.

Para el diseño de los montantes se tomó en cuenta el más desfavorable con una carga de 1089.78 Kg a compresión, dicha magnitud fue obtenida con la combinación de cargas $F_c(\text{CM} + \text{CV} + \text{S}_x + 0.33\text{S}_y)$. A continuación, se muestra la ubicación del montante más desfavorable.

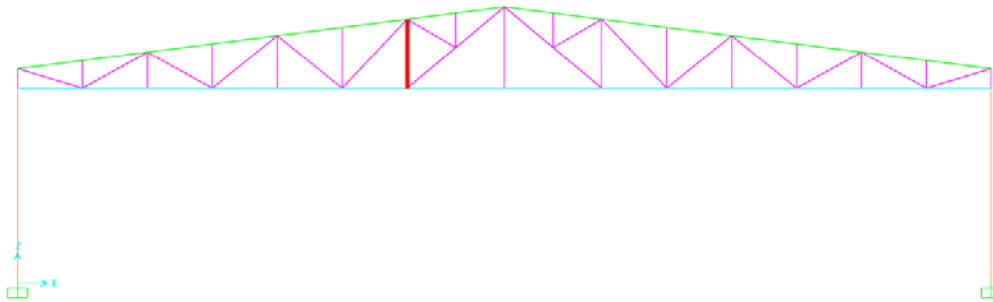


Imagen 5.24 Ubicación de la parte más desfavorable en montantes

Fuente: Propia utilizando el software SAP2000 v20

Al ser la longitud menor a la de los diagonales, y como previamente se demostró el esfuerzo resistente a compresión está en función de su longitud, se asume que la sección utilizada como diagonales resiste la magnitud de la compresión axial a la que está sometido dicho elemento estructural. Por lo tanto, el perfil 3" x 3" Cal. 6 es solución para montantes.

5.7.4. Diseño de cuerda inferior.

De acuerdo a las NTC (2017) la resistencia de diseño de un miembro a tensión, R_t , es la menor calculando las ecuaciones 4.2.1 y 4.2.2 y son las siguientes.

$$\text{Ecuación 4.2.1} \quad R_t = FR * F_y * A$$

$$\text{Ecuación 4.2.2} \quad R_t = FR * F_u * A_e$$

Donde:

Fr = factores de resistencia, iguales a 0.9 para estado límite (a), 0.75 para el (b)

A = área total de la sección transversal del miembro

Ae = área neta efectiva, calculada de acuerdo con el inciso 3.1.3 (se explica a continuación)

Fy = Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material

Fu = esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldadura colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva, Ae, de la ecuación 4.2.2 es igual al área total, At. En la armadura a diseñar, todos los elementos se unirán por medio de soldadura, en este caso, atendiendo a las NTC (2017), en la ecuación 4.2.2 $Ae = At$.

De acuerdo al análisis realizando utilizando el software SAP 2000 la combinación más desfavorable para la cuerda inferior en tensión fue la siguiente: FC(CM+CV+Sx+0.33Sy), con un esfuerzo de 52 204.54 kg a tensión. Atendiendo las fórmulas para tensión que ofrecen las NTC (2017), la resistencia de un miembro a tensión, que en este diseño se propondrá un perfil PTR 4" x 4" Cal. 2 con un área neta de 23.16 cm² se obtendrá de la siguiente manera:

$$\text{Ecuación 4.2.1 } R_t = FR * F_y * A = 0.9 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 23.16 \text{ cm}^2 = 52\,735.32 \text{ kg}$$

$$\text{Ecuación 4.2.2 } R_t = FR * F_u * A_e = 0.75 * 4080 \text{ kg/cm}^2 * 23.16 \text{ cm}^2 = 70\,869 \text{ Kg}$$

Como se menciona anteriormente se diseña con el que resulte menor de ambos casos, en el presente diseño resultó ser con la ecuación 4.2.1. teniendo un R_t de 52 735.32 kg a continuación se valuará la tolerancia:

$$T = \left(1 - \frac{Pu}{Rc}\right)(100)$$

$$T = \left(1 - \frac{52204.54}{52735.32}\right)(100) = .006 \% \text{ sobrada}$$

El elemento está dentro del rango de 10% por lo tanto el perfil PTR 4" x 4" Cal. 2 se toma como solución para la cuerda inferior.

5.7.5. Diseño de columnas.

Para el diseño de las columnas se tomó en cuenta la que está bajo esfuerzo mayor, se ubica en el eje E, las solicitaciones a las que está sujeta la columna más desfavorable se obtuvieron utilizando el software SAP2000 v.20 el combo de carga más desfavorable resultó $F_c(CM+CV+S_x+.3S_y)$ teniendo como carga axial -21 200.4 kgf a compresión, momento en sentido X de 10 310.85 kg*m y un momento en sentido Y de 18 kg*m. A continuación, se muestra en una vista en 3D la ubicación de la columna más desfavorable que es la siguiente:

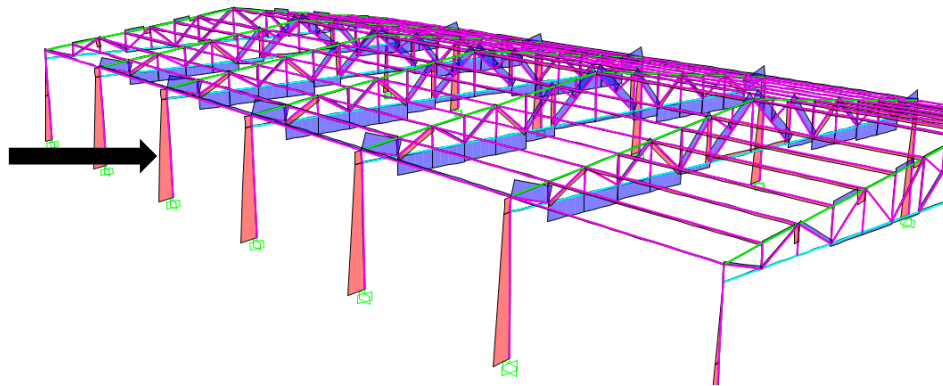


Imagen 5.25 Ubicación de la columna más desfavorable

Fuente. - Propia

Para disipar dichas solicitaciones se propuso un perfil HSS con sección 8" x 8" x 1/4" con los siguientes datos:

$T_w = 6.35 \text{ mm}$

$B_f = 203.2 \text{ mm}$

-Clasificación de la sección:

Tipo 1

$$1.2 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 32.27$$

Tipo 2

$$1.2 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 32.27$$

Tipo 3

$$1.4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 40.34$$

$$\frac{B}{t} = \frac{203.2}{6.35} = 32$$

Por lo tanto, se calculará la sección como tipo 1

Atendiendo a las NTC (2017) sección 8.1.3.1 ecuación 8.1.2 para secciones cuadradas huecas

Sustituyendo en ec. 8.1.2

$$\frac{Pu}{Fr Py} + \frac{0.80 Muox}{FrMpx} + \frac{0.80Muoy}{FrMpy} < 1.0$$

Dónde:

$$Pu = Fc * P = 1.5 * 21200.4 = 31\ 800\ \text{kg}$$

$$Muox = Fc * Mx = 1.5 * 10310.85 = 15\ 466.28\ \text{Kg} * \text{m}$$

$$Py = A * Fy = 50 * 2530 = 126\ 600\ \text{kg} = 126.6\ \text{ton}$$

$$Mpx = Zx * Fy = 369.2 * 2530 = 934\ 076\ \text{kg} * \text{cm}$$

Sustituyendo:

$$\frac{21200}{0.9 * 126500} + \frac{0.80 * 15466.28}{0.9 * 934076} = 0.20 < 1.0$$

Por lo tanto, es solución la sección HSS con sección 8" x 8" x 1/4".

5.8. Resumen de perfiles resultantes.

Al realizar los procedimientos que marcan las normas técnicas complementarias del 2017 se determinaron los perfiles idóneos para la construcción de la nave industrial en la cual se basa el presente trabajo de investigación, y son los siguientes:

Cuerda superior: PTR 3" x 3" Cal. 6

Diagonales: PTR 3" x 3" Cal. 6

Montantes: PTR 3" x 3" Cal. 6

Cuerda Inferior: PTR 4" x 4" Cal. 2

Columnas: HSS 8" x 8" x ¼"

Tal como se demostró en los cálculos mostrados en párrafos anteriores, se concluye satisfactoriamente el propósito de la presente investigación, dado que se llegó a la correcta solución de la armadura, con los perfiles estructurales adecuados para salvaguardar la integridad de los futuros ocupantes de dicha edificación, el diseño estructural se llevó a cabo siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias (2017).

CONCLUSIONES

Como se ha observado en la historia de las edificaciones construidas por el ser humano, el análisis y diseño estructural ha ido tomando una mayor importancia, dada la inherente necesidad de nuestra especie de evolucionar y adaptarse al entorno, buscando cada vez construir edificaciones mas grandes, de mejor calidad y más seguras.

Conforme la raza humana ha ido evolucionando se han presentado necesidades donde se requieren soluciones estructurales mas complejas, que a su vez han puesto a prueba el intelecto humano. Estos nuevos retos estructurales para el ser humano crearon una necesidad fundamental que es la de conocer las características de los materiales utilizados en la construcción así como su comportamiento ante las diferentes sollicitaciones de una estructura. Conociendo estos datos es como el hombre implementa métodos de diseño estructural, que le permiten solucionar cualquier proyecto estructural que se presente, sin importar lo ambicioso que sea. El conocer las características de los materiales y el comportamiento de los mismos ante las diferentes acciones que se les apliquen, da la seguridad de poder diseñar cualquier estructura siguiendo las normas establecidas de acuerdo a la región geográfica donde se requiera la edificación.

El objetivo general del presente trabajo de investigación fue el encontrar el dimensionamiento idóneo en acero de los elementos estructurales para la nave industrial, dicho objetivo se cumplió de manera satisfactoria siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias (2017).

Como primer objetivo particular, se tuvo el diseñar una estructura segura, funcional y económicamente viable, el cual se logró dado que se siguieron los lineamientos de las NTC 2017, esto garantiza que la estructura será segura y que la solución a la que se llegó es económicamente viable.

Como segundo objetivo particular fue el determinar la correcta geometría de la armadura para distribuir en todos sus elementos las fuerzas a las que estará sometida, de acuerdo al análisis realizado utilizando el software SAP2000, los esfuerzos en la armadura metálica se distribuyen en todos los elementos de la misma con las combinaciones de carga que se propusieron para el análisis estructural del presente trabajo de investigación siendo este el motivo por el cual se cumplió el segundo objetivo particular.

Como tercer objetivo particular fue el usar elementos más esbeltos y ligeros, traduciéndose en menor costo de materiales y mano de obra, tal objetivo se cumplió puesto que el diseño estructural que se siguió busca un equilibrio entre seguridad siendo esta el principal objeto del diseño, es así como los elementos resultantes en el diseño realizado en el presente trabajo son los mas esbeltos que se pueden utilizar para disipar las sollicitaciones a las que estará sometida la estructura.

A partir de la revolución industrial se ha adoptado por tener lugares específicos para realizar las distintas actividades laborales, siendo uno de ellos las naves industriales, por lo que a lo largo de los años se ha buscado la manera más eficiente de construirlas. Pero ¿Cuál es el diseño estructural óptimo para una nave industrial?

El presente trabajo de investigación se rigió bajo las normas de diseño estructural actuales que son las Normas Técnicas Complementarias (2017) siendo éste el motivo por el cual se acepta que se resolvió la pregunta de investigación, en el Capítulo 5 del presente trabajo de investigación se muestra paso a paso de manera detallada como se llegó a la solución óptima dadas las solicitudes de cada elemento estructural de la nave industrial a diseñar.

Dentro de los hallazgos teóricos relevante a lo largo del presente trabajo de investigación se tienen la manera de analizar las cargas por viento, dado que éstas varían dependiendo de la zona geográfica que se ubique la estructura, así como las condiciones del entorno de la misma. Al principio análisis se pensó que el calcular las cargas por viento sería un proceso complicado, no obstante, al tener la literatura correcta se llegó a la conclusión de que no es proceso complicado el conocer los empujes por viento en cada parte de la estructura, el método que se utilizó fue el de los coeficientes.

En dicho método se obtiene una ecuación de acuerdo al entorno de la estructura a analizar, viento regional, etc, que se multiplica por un coeficiente, tal coeficiente depende de la zona en la que se requiere conocer el empuje que bien puede ser de succión. Otro hallazgo relevante es que en las NTC2017 se tiene que tomar una carga viva accidental de granizo que equivale a 100 Kg/m^2 dicha carga se tomó en cuenta para el análisis que se realizó utilizando el software SAP2000.

BIBLIOGRAFÍA

Arnal, Luis. (2004)

RCDF.

Ed. Trillas, México.

Bruce G. Jhonston, F. J. Lin, T. V. Galambos (1997)

Diseño básico de estructuras de acero.

Ed. Prentice-Hall Hispanoamericana, México.

Gaceta oficial 15 de septiembre (2017)

Normas Técnicas Complementarias.

Ed. Trillas, México.

McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F. (2013)

Diseño de Estructuras de Acero.

Ed. Alfaomega, México.

Meli Piralla, Roberto. (2006)

Diseño estructural.

Ed. Limusa, México.

Mendieta Alatorre Ángeles. (2005)

Métodos de investigación y manual académico.

Ed. Porrúa, México.

Frederick Merrit, Jonathan T. Ricketts, M. Loftin (2008)

Manual del Ingeniero Civil.

Ed. McGraw-Hill, México

Peter R. Sparks. (1987)

The Risk of Progressive Collapse of Single-Story Buildings in Severe Storms.

Ed. New York: American Society of Civil Engineers, United States.

Roberto Hernández, Carlos Fernández, María del Pilar. (2007).

Metodología de la investigación.

Ed. Mc Graw-Hill, México.

Tamayo y Tamayo, Mario (2000)

El proceso de la investigación científica.

Ed. Limusa, México.

OTRAS FUENTES

<https://www.steel.org>

<http://www.arquitecturaenacero.org> (2014)

<http://visitmexico.com/es/donde-ir/estados> (2018)

<http://www.milenio.com/cultura/terremoto-mexico> (2018)

<http://www.inafed.gob.mx> (2018)

<http://www.inegi.org.mx> (2018)

<http://www.fao.org/docrep/004/W7451S/W7451S03.htm>

[Google Maps](#) (2019)