



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES

Centro de Ciencias del Diseño y de la Construcción
Departamento de Construcción y Estructuras

Tesis:

Optimización Estructural de Naves Industriales

Presenta:

Ing. Daniel Durán Sánchez

Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Civil área Estructuras

Tutor:

M. en Ing. Daniel Enrique Reyna Valdivia

Aguascalientes, Ags. Mayo del 2016



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES

Centro de Ciencias del Diseño
y de la Construcción

OFICIO No. CCDC-D-124-2016
ASUNTO: Conclusión de Tesis

DRA. GUADALUPE RUIZ CUELLAR
DIRECCIÓN GENERAL DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO
PRESENTE.

Por medio de este conducto informo que el documento final de tesis titulado: **“Optimización del criterio de diseño de naves industriales”**. Presentado por el sustentante: **ING. DANIEL DURÁN SÁNCHEZ** con ID **118164** egresado de la **MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL**, cumple las normas y lineamientos establecidos institucionalmente. Cabe mencionar que el autor cuenta con el voto aprobatorio correspondiente.

Para efecto de los trámites que al interesado convengan se extiende el presente, reiterándole las consideraciones que el caso amerite.

A T E N T A M E N T E
“SE LUMEN PROFERRE”
Aguascalientes, Ags., a 09 de mayo de 2016


Dr. en Ing. Mario Eduardo Zermeño de León
DECANO DEL C. DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN

- c.c.p.- M. en Ing. José Luis López López – Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC.
- c.c.p.- Dr. Jesús Pacheco Martínez – Secretario Técnico de la Maestría en Ingeniería Civil.
- c.c.p.- M. en Ing. Daniel Enrique Reyna Valdivia – Tutor de Tesis.
- ✓ c.c.p.- Ing. Daniel Durán Sánchez – Egresado de la Maestría en Ingeniería Civil.
- c.c.p.- Lic. Delia Guadalupe López Muñoz – Jefe Sección de Certificados y Títulos.
- c.c.p.- Archivo

MEZL/rbv



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES

Centro de Ciencias del Diseño
y de la Construcción

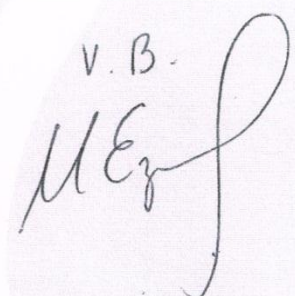
DR. EN ING. MARIO EDUARDO ZERMEÑO DE LEÓN
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN
P R E S E N T E

Por medio del presente, como Tutor designado del estudiante **ING. DANIEL DURÁN SÁNCHEZ** con ID **118164**, quien realizó la tesis titulada: **“Optimización del criterio de diseño de naves industriales”** y con fundamento en el Art. 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia, me permito emitir el **VOTO APROBATORIO** para que él pueda proceder a imprimirla y así continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su amable consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
“SE LUMEN PROFERRE”
Aguascalientes, Ags., a 20 de abril de 2016


M. EN ING. DANIEL ENRIQUE REYNA VALDIVIA
TUTOR DE TESIS

V.B.


c.c.p.- M. en Ing. José Luis López López – Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC
c.c.p.- Dr. Jesús Pacheco Martínez – Secretario Técnico de la Maestría en Ingeniería Civil
c.c.p.- Ing. Daniel Durán Sánchez – Alumno
c.c.p.- Archivo

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo culmina el esfuerzo de obtener el grado de maestro, el cual no se hubiese podido realizar sin el apoyo de mi familia, mis padres y hermanos, que me han brindado el apoyo incondicional en todos los sentidos.

Agradezco a Dios infinitamente por todas sus bendiciones y por darme la oportunidad de alcanzar un logro más.

Un agradecimiento especial al Ing. Daniel Enrique Reyna Valdivia, que supo guiarme exitosamente durante este trabajo, por su sentido de compromiso y apoyo.

A una persona muy especial que me alentó a terminar este trabajo.

Y por último a CONACYT por la beca otorgada en el transcurso de la maestría.



ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	1
LISTA DE FIGURAS.....	3
LISTA DE TABLAS.....	7
RESUMEN	8
ABSTRACT	9
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	10
ANTECEDENTES	11
OBJETIVO.....	14
ESTRUCTURACIÓN Y ALCANCE DEL PROYECTO	15
CAPÍTULO II ESTADO DEL ARTE	17
MARCO HISTÓRICO	18
ASPECTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO	27
TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES PARA NAVES INDUSTRIALES	32
Marcos rígidos a base de vigas IPR	33
Marcos a base de armaduras.....	34
DISEÑO ESTRUCTURAL	38
CRITERIOS DE DISEÑO	40
CRITERIOS DE OPTIMIZACIÓN.....	41
CAPÍTULO III PROPUESTA METODOLÓGICA DE OPTIMIZACIÓN	43
INTRODUCCIÓN A LA PROPUESTA METODÓLOGICA.....	44
CAPÍTULO IV PROCESO EXPERIMENTAL.....	46
INTRODUCCIÓN AL PROCESO EXPERIMENTAL.....	47
PARÁMETROS DE CÁLCULO.....	47
ACCIONES CONSIDERADAS	48
CARGAS PERMANENTES	48
Sistemas de cubierta	48
CARGAS VARIABLES	51
MODELO TEÓRICO.....	51
DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO	52
Sistemas de marcos.....	53



Programa de Cálculo Utilizado (RAM Elements V8)	53
OBTENCIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	54
Pendiente de cubierta.....	54
Vigas IPR.....	60
Peralte	61
Relación de Áreas (patines y alma)	64
Eficiencia en vigas.....	65
Armaduras.....	66
Forma de armadura	66
Eficiencia en armaduras.....	74
Peralte	77
Área de cuerdas para armaduras	80
SELECCIÓN DE SOLUCIÓN ESTRUCTURAL	81
CAPÍTULO V VALIDACIÓN DE RESULTADOS	88
APLICACIÓN	89
DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	89
Ubicación.....	90
Parámetros de diseño.....	90
ANÁLISIS DE CARGAS.....	93
Análisis por viento	94
Análisis por Sismo	97
ESTRUCTURA EXISTENTE	97
OPTIMIZACIÓN	98
RESULTADOS.....	101
CAPÍTULO VI CONCLUSIONES	102
CONCLUSIONES GENERALES	103
REFERENCIAS.....	106
ANEXOS	
ANEXO A._SISTEMAS DE CUBIERTA	
ANEXO B._VIGAS IR (W)	
ANEXO C. ARMADURAS	



LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización de los Parques Industriales de Aguascalientes.	11
Figura 2. Primeras construcciones con cubierta de follaje.	18
Figura 3. Salón de Westminster a principios del siglo XVIII.....	20
Figura 4. Puente de Hierro en Coalbrookdale.	20
Figura 5. Convertidor Bessemer.	21
Figura 6. Manual de Construcción en Acero del AISC.....	24
Figura 7. Grafica esfuerzo-deformación que describe el comportamiento elástico.	26
Figura 8. Grafica esfuerzo-deformación que describe el comportamiento elasto- plástico.	26
Figura 9. Programas más usuales en el cálculo estructural.	27
Figura 10. Nave de estructura mixta.....	28
Figura 11. Nave metálica..	28
Figura 12. Colocación de fachada sobre nave industrial.....	29
Figura 13. Elementos que componen una nave industrial.	32
Figura 14. Clasificación Estructural de los Marcos.	34
Figura 15. Diversas configuraciones de armaduras..	35
Figura 16. Cubierta a base de armaduras.	36
Figura 17. Grandes espacios en naves industriales.	38
Figura 18. Partes que conforman techumbre de nave industrial a base de armaduras.	44
Figura 19. sistema de cubierta de doble capa.	48
Figura 20. perfiles más habituales para cubiertas y fachadas.	49
Figura 21. Grafico comparativo de los sistemas de cubierta más comunes para cubiertas de naves industriales.	50
Figura 22. Marcos a base de vigas de sección comercial con pendientes del 6-12-22% para la Muestra 1 (15X25 m).	55
Figura 23. Armaduras Warren con pendientes del 6-11-22% para la muestra 6 (50X80 m).....	55



Figura 24. Gráfico de densidad con un diseño óptimo.....	56
Figura 25. Gráfico para las flechas presentadas con un diseño óptimo.....	57
Figura 26. Densidad con respecto a la pendiente de armadura Pratt.	57
Figura 27. Densidad con respecto a la pendiente de armadura Howe.	58
Figura 28. Densidad con respecto a la pendiente de armadura Warren.....	58
Figura 29. Densidad con respecto a la pendiente de armadura Fink.	59
Figura 30. Secciones de vigas IPR (W).	60
Figura 31. Gráfico relación entre la resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 10m ($10m/0.44m=22.7$).....	61
Figura 32. Gráfico relación resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 20m ($20m/0.87m=22.98$).	62
Figura 33. Gráfico relación resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 30m ($30m/1.27m=23.62$).	62
Figura 34. Gráfico relación resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 40m ($40m/1.71m=23.39$).	63
Figura 35. Gráfico relación resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 50m ($50m/2.11m=23.69$).	63
Figura 36. Cubierta de Sección IPR para Muestra 5 (40X65 m).	64
Figura 37. Gráfico de relación de áreas para vigas IPR.	65
Figura 38. Modelos de las diferentes configuraciones de armaduras para la Muestra 1.....	66
Figura 39. Gráfico densidad pendiente Muestra 1.	67
Figura 40. Gráfico densidad pendiente Muestra 2.	67
Figura 41. Gráfico densidad pendiente Muestra 3.	68
Figura 42. Gráfico densidad pendiente Muestra 4.	68
Figura 43. Gráfico densidad de las Muestras para la pendiente recomendada.	69
Figura 44. Flechas para todas las formas de armaduras Muestra 1.	70
Figura 45. Flecha para todas las formas de armaduras Muestra 2.....	71
Figura 46. Flecha para todas las formas de armaduras Muestra 3.....	71
Figura 47. Flechas para todas las formas de armaduras Muestra 4.	72
Figura 48. Flechas para todas las formas de armaduras Muestra 5.	72



Figura 49. Gráfico comparativo de las flechas.	73
Figura 50. Relación de esfuerzos para armadura Tipo Howe Muestra 4.	74
Figura 51. Gráfica % de aprovechamiento de las barras de la forma Warren.	75
Figura 52. Gráfica % de aprovechamiento de las barras de la forma Pratt. .	75
Figura 53. Gráfica % de aprovechamiento de las barras de la forma Fink. ..	76
Figura 54. Gráfica % de aprovechamiento de las barras de la forma Howe. 76	
Figura 55. Modelos armadura Warren diversos peraltes Muestra 4 (30x45m).	77
Figura 56. Gráfico relación entre la resistencia y densidad de marco rígido con armaduras para claro de 10m ($10\text{m}/0.65\text{m}=15.40$).....	78
Figura 57. Gráfico relación entre la resistencia y densidad de marco rígido con armaduras para claro de 20m ($20\text{m}/1.3\text{m}=15.38$).	79
Figura 58. Gráfico relación entre la resistencia y densidad de marco rígido con armaduras para claro de 30m ($30\text{m}/1.78\text{m}=16.85$).....	79
Figura 59. Gráfico relación entre la resistencia y densidad de marco rígido con armaduras para claro de 40m ($40\text{m}/2.5\text{m}=16$).....	80
Figura 60. Área de las cuerdas para todas las muestras con el peralte recomendado.....	81
Figura 61. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 1.....	82
Figura 62. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 2.....	83
Figura 63. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 3.....	83
Figura 64. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 4.....	84
Figura 65. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 5.....	84
Figura 66. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 6.....	85
Figura 67. Resumen de densidades por sistema.	85



Figura 68. Sistema de soporte de cubierta a base de secciones comerciales deformado para la Muestra 5 con distintas pendientes.	86
Figura 69. Resumen de flechas por sistema.	87
Figura 70. Ubicación de la nave.	90
Figura 71. Plano Estructural de la Nave en Estudio.	91
Figura 72. Marco Tipo de la nave.....	92
Figura 73. Planta de cubierta de la nave.....	92
Figura 74. Imagen obtenida del programa del modelo estructural completo Existente.....	93
Figura 75. Descripción de elementos para análisis por viento (Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad 2008).	94
Figura 76. Espectros de diseño y regionalización sísmica de México.	97
Figura 77. Solución de armadura para nave en estudio.	99
Figura 78. Sección IPR empleada.	99
Figura 79. Nave en estudio con Vigas IPR.....	100
Figura 80. Diagrama de Flujo.....	105



LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Tabla de Cargas Vivas Unitarias.	51
Tabla 2. Características geométricas de cada muestra.	52
Tabla 3. Estructuración de Marcos por Muestra.	53
Tabla 4. Resultados nave actual.	97
Tabla 5. Resultados Nave Actual sistema de Armadura Recomendado.	99
Tabla 6. Resultados Nave Actual sistema de viga IPR.	100
Tabla 7. Resumen de resultados.	101
Tabla 8. Recomendaciones para pre dimensionamiento de vigas y armaduras.	104
Tabla 9. Recomendaciones para tipo de Armadura.	104



RESUMEN

Las naves industriales son estructuras diseñadas y construidas para alojar actividades industriales de producción, transformación, manufactura, ensamble, almacenaje y distribución. Entre las principales características que presentan son los grandes claros que requieren a fin de lograr que la nave pueda operar sin obstáculos ni restricciones.

La creciente demanda de infraestructura industrial dentro de la región central del país, trae como consecuencia un notable crecimiento en la construcción de este tipo de edificaciones, abriendo la oportunidad para revisar los sistemas estructurales empleados, en búsqueda de optimizar la selección de los mismos.

Este trabajo se enfoca en la importancia del pre diseño en el diseño estructural para estructuras de acero presentes en naves industriales, específicamente, hace énfasis en la elección del sistema que soportará la cubierta de estos edificios.

Esta primera etapa es muy importante ya que la eficacia del diseño final en gran medida es el resultado de la destreza del proyectista para elegir la solución estructural adecuada al proyecto.

Para esto el proyectista cuenta con toda su experiencia y conocimientos adquiridos, sin embargo para el joven profesional resulta complicado obtener esos conocimientos sin pasar por años de práctica profesional. Por lo que éste estudio pretende realizar una comparación entre los tipos de soluciones estructurales más usuales para cubiertas de naves industriales. El objetivo es establecer bases técnicas para su elección mediante criterios discriminantes como lo son el peso, deflexión y resistencia.



ABSTRACT

The industrial buildings are structures designed and built to accommodate industrial production, processing, manufacturing, assembly, warehousing and distribution. Among the main characteristics of large clearings they are requiring in order to ensure that the building can operate without hindrance or restrictions.

The growing demand for industrial infrastructure over the central region of the country, results in a remarkable growth in the construction of such buildings, opening the opportunity to review the structural systems, in search of optimizing the selection of them.

This work focuses on the importance of pre design in structural design for steel structures present in industrial buildings, specifically, emphasizes the choice of the system that supported the roof of these buildings.

This first stage is very important because the effectiveness of the final design is largely the result of the skill of the designer to choose the appropriate structural solution to the project.

For this, the designer has all his experience and knowledge gained, but for the young profesionista is difficult to obtain this knowledge without going through years of professional practice.

So this study aims to make a comparison between the most common types of structural solutions for roofs of industrial buildings. The aim is to establish technical bases for election by dsicriminantes criteria such as weight, deflection and resistance.



CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

ANTECEDENTES

Actualmente el estado de Aguascalientes se ha convertido en uno de los principales centros manufactureros de México con fuerte potencial de crecimiento. Por lo mismo, el gobierno federal, estatal y los empresarios tienen programadas millonarias inversiones para fortalecer la infraestructura de la zona (Díaz 2013).

En el proceso de desarrollo industrial se plantea la necesidad de crear y mejorar los espacios destinados para el desarrollo de las actividades industriales. Cabe señalar, que desde 1975, se ha trabajado en la construcción y renovación de los parques industriales que están constituidos por nueve, que tienen una superficie total de 776.6 hectáreas de uso industrial. (IMPLAN 2012)

Los indicadores sobre la construcción de naves industriales e infraestructura destinada a la industria de producción en Aguascalientes (INEGI 2009), muestran que durante este año se observó un crecimiento con una tasa del 14.4%, lo que colocó a nuestra entidad dentro de las primeras cinco entidades con mejor desarrollo económico a nivel nacional.

En la actualidad en Aguascalientes, de acuerdo con fuentes oficiales del estado, se cuenta con nueve parques industriales y dos proyectos nuevos.

1. Ciudad industrial
2. Parque industrial del valle de Aguascalientes
3. Parque industrial el Vergel
4. Parque industrial Altec
5. Parque industrial Siglo XXI
6. Parque industrial San Francisco
7. Parque industrial Tecnopolo Pocitos
8. Parque industrial Chichimeco
9. Parque industrial de Calvillo
10. Parque industrial el Llano (proyecto)
11. Parque industrial los Arellano (proyecto)

● Parques Industriales del Fideicomiso
● Parques Industriales del Estado

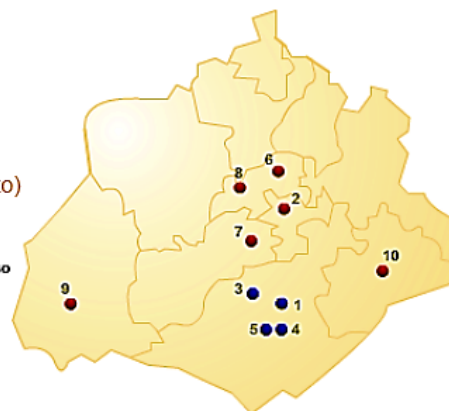


Figura 1. Localización de los Parques Industriales de Aguascalientes (Gobierno del Estado de Aguascalientes 2013).



Como se puede observar en la figura 1, en el estado existe gran proyección para zonas industriales, debido a la disposición geográfica del estado, siendo una zona central en la República Mexicana, facilitando el transporte y comercio.

Todo lo anterior trae como consecuencia que ocurra un crecimiento desmedido que carece en varios casos de un control de calidad adecuado en lo que respecta a los proyectos y a la construcción de la obra, ya que en la necesidad de nueva infraestructura y para agilizar algunos trámites de licencias o servicios especializados de ingeniería, se copia un proyecto previo para elaborar uno nuevo, dejando de lado el proceso de diseño, trayendo como consecuencia estructuras ineficientes.

Otro gran problema en el diseño de naves industriales, estriba en el proceso de pre diseño, ya que en la mayoría de los casos se opta por la solución más conocida o más usual y que en realidad no es la solución más adecuada para las características propias del proyecto, y al no tomar el tiempo para analizar todas las opciones se llega a un diseño no óptimo.

Para resolver adecuadamente la estabilidad de una nave industrial, es imprescindible entender el funcionamiento de su estructura, conocer la disposición estructural, las solicitaciones actuantes y el material utilizado, con el fin de elegir los detalles y disposiciones constructivas más adecuadas. Todo lo anterior es resultado de la asimilación de conocimientos teóricos y de la experiencia adquirida.

En la actualidad se tiende. en forma natural hacia una creciente automatización, impulsada aceleradamente por la popularización del empleo de las computadoras en muchas de las actividades que realiza el ser humano (educativas, comerciales, industriales, etc.). Como resultado de esta popularización se ha incrementado notablemente el desarrollo de programas especializados en el análisis y diseño estructural, existiendo una gran variedad de opciones. En este tipo de programas de cómputo también ha evolucionado en los métodos numéricos que se emplean para solucionar las estructuras que se desean diseñar, esto es sin duda benéfico ya que se libera al proyectista de la realización de cálculos rutinarios, permitiéndole centrar



más su atención a los problemas fundamentales de la concepción de la estructura y de la solución de sus aspectos básicos.

Sin embargo, debe tenerse especial cuidado al aplicar el programa especializado ya que estos programas de cómputo solamente resuelven "Modelos" o "Idealizaciones Matemáticas" de la estructura, conforme a las acciones a las que está sujeta, los materiales que se emplearán y las condiciones de apoyo que tendrá (Marshall 1982). Por lo tanto, es muy importante contar con el conocimiento sobre lo que se está haciendo y con ello lograr que el programa de análisis se convierta realmente en una herramienta valiosa.

Al usar un programa de este tipo siempre se debe tener en consideración los siguientes puntos:

- ◆ Nunca usar una herramienta si no se sabe en qué teoría se basa, qué hipótesis tiene implícitas y qué limitaciones existen para su uso.
- ◆ Después de asegurarse que es aplicable al caso en particular, se deben obtener los datos que se requieren para su empleo y utilizar las unidades correctas.
- ◆ Una vez obtenidos los resultados, deben examinarse críticamente y si es posible comprobarlos con otro procedimiento.

Por tanto, aplicando los grandes beneficios que proporciona el programa especializado se tiene la idea de realizar modelos estructurales, abarcando un amplio espectro de soluciones estructurales empleadas regularmente en naves industriales, hechas de acero, para así poder evaluar las propiedades de cada uno y llegar a la determinación de cuál es la mejor solución para cada condición que se puede presentar.



OBJETIVO

El objetivo principal de este trabajo se centra en el desarrollo de una metodología para el diseño de estructuras de acero, en específico de naves industriales en la etapa de pre-diseño, teniendo en cuenta sus características arquitectónicas y geométricas, señalando las ventajas y los inconvenientes presentes en cada sistema estructural aplicable, así como las limitaciones implícitas en cada caso, todo esto con el fin de identificar desde el comienzo del proyecto la solución estructural idónea, basándose en criterios discriminantes tales como menor densidad de acero, proceso de construcción, flechas entre otros.

El problema de estudio, parte de una geometría ya establecida al estar delimitadas las dimensiones de la estructura a proyectar, resaltando que no se busca modificar el proyecto arquitectónico, sino encontrar la forma ideal en armaduras o el peralte óptimo en vigas que permitan optimizar la estructura de acuerdo a los parámetros requeridos.

El estudio está basado en el análisis y revisión de las soluciones estructurales más empleadas en naves industriales.

Los objetivos de este trabajo se resumen en:

- ◆ Proporcionar bases para la elección del sistema estructural a emplear en el diseño de naves industriales.
- ◆ Realzar la importancia del proceso de pre diseño, dándole un papel principal en el proceso de diseño estructural
- ◆ Representar los resultados mediante gráficas y tablas comparativas que ayuden a elegir el sistema más adecuado.
- ◆ Validación de la metodología obtenida mediante el diseño de una nave industrial aplicando los resultados obtenidos.



ESTRUCTURACIÓN Y ALCANCE DEL PROYECTO

La presente tesis está dirigida a ayudar a profesionistas en el área de ingeniería civil y profesiones afines al área del diseño estructural que no posean la experiencia o el conocimiento, a seleccionar la solución más adecuada para resolver una estructura industrial, además de permitir realizar un pre dimensionamiento en base a la comparación técnica entre las alternativas de solución más usuales, que aquí se presentan.

Por otro lado, se hace notar que este trabajo se enfoca sólo en la estructura de soporte de cubierta (estructura principal), sin tener en cuenta las columnas y los elementos secundarios ya que no entran en los alcances de este trabajo.

Finalmente, no se trata de hacer una aportación al estado del conocimiento de la teoría general de la toma de decisión, sino de formular a partir de las bases expuestas por la misma, una propuesta con una tendencia práctica.

El trabajo se compone de los siguientes capítulos:

Capítulo I- Introducción:

Se identifica del problema, se presentan los objetivos, consideraciones y alcances del estudio.

Capítulo II- Estado del Arte:

Describe el estado del arte del diseño, dando una pequeña reseña histórica y los fundamentos teóricos necesarios para encarar el problema propuesto.

Capítulo III- Propuesta Metodológica de Optimización:

Se hace la hipótesis del proceso de cómo se sugiere optimizar la etapa de pre diseño estructural.

Capítulo IV- Proceso experimental:

Se desarrolla el proceso experimental, se describen los parámetros usados para la elaboración de los modelos estructurales, se muestran y analizan los resultados obtenidos mediante gráficas y tablas.



Capítulo V.- Validación de resultados:

Se emplea el material obtenido en el capítulo 4 para el dimensionamiento de una estructura existente y se realiza la comparación de los resultados.

Capítulo VI: Conclusiones:

Se presentan los resultados obtenidos y se desarrollan las conclusiones generales del estudio



CAPÍTULO II ESTADO DEL ARTE

MARCO HISTÓRICO

El diseño estructural, desde la antigüedad, se basaba en un sistema de prueba y error, con muy poco conocimiento del comportamiento del material o de la teoría estructural. Los resultados se medían simplemente si la estructura se mantenía en pie o colapsaba debido a las cargas de uso o a la ocurrencia de fenómenos naturales sobre ella.

En general todas las estructuras están condicionadas directamente por el desarrollo tecnológico de los procesos y la disponibilidad comercial de los materiales empleados para su construcción. Algunos de estos materiales, como la madera y la mampostería han sido utilizados desde el principio de la historia, es por ello que se tiene más documentación en cuanto a su comportamiento.

Las primeras construcciones que hizo el hombre, cuando su evolución social lo sacó de las cavernas, fueron espacios formados con muros de piedra y cubiertos con troncos y follajes (figura 2). Su primera función era la protección frente a los agentes exteriores, como el frío y la lluvia.



Figura 2. Primeras construcciones con cubierta de follaje (Arévalo Lazo 2013).



Tiempo después, con la necesidad de aprovechar grandes espacios, y al desarrollo de las diversas actividades del hombre, se comienzan a hacer construcciones para usos más específicos como religiosos, sociales e industriales, ocasionando el desarrollo de nuevos sistemas constructivos como el uso de columnas, vigas, armaduras y contrafuertes, teniendo como consecuencia los primeros sistemas estructurales utilizados por el hombre.

Dada la evolución de los distintos sistemas estructurales, se logra en algunos casos a reducir el papel de los muros a solamente elementos de separación o cerramiento, dejando la tarea resistente a los otros sistemas que adquieren un papel principal, como estructura portante. De esta forma las columnas de bloques de piedra, labradas con precisión, son características dominantes de los templos egipcios, griegos y romanos. Los acueductos y puentes de Roma fueron arcos de piedra que, como las columnas, transmiten esfuerzos de compresión principalmente.

En la época del Renacimiento, los grandes ingenieros y arquitectos de la época lograron estructuras imponentes aun sin conocer la teoría de resistencia de materiales; sus catedrales se alzan en la actualidad como prueba de que pudieron diseñar de forma intuitiva magníficas estructuras que en nuestros días no se entenderían sin la utilización de procedimientos basados en complejos análisis matemáticos.

Con el paso de los años, y ya con cierta experiencia, el proceso de dimensionar elementos estructurales evolucionó, logrando establecer algunas reglas empíricas que permitieron que el diseño estructural se acercara más a una ciencia aplicada.

Todo lo anterior llevó al hombre a la incesante búsqueda de otros materiales de mayor resistencia y durabilidad; uno de estos materiales, desarrollados en tiempos relativamente recientes, fue el hierro, que con el paso del tiempo llevo al desarrollo del acero, teniendo una importante utilidad en la industria de la construcción. Y, aunque el uso de hierro en la industria de la construcción se remonta a los tiempos de la Antigua Grecia donde se han encontrado algunos templos con vestigios de vigas de hierro forjado, se ha concluido que estos elementos no tenían un papel principal en

la estructura. El mismo caso se documenta en la Edad Media, donde se empleaban elementos de hierro en las naves laterales de las catedrales con fines meramente arquitectónicos.

Una vez que se logró el desarrollo comercial del hierro, éste proporcionó el primero de los metales estructurales que abrirían un mundo totalmente nuevo al ingeniero. El hierro se comenzó a utilizar, como elemento estructural, a finales del siglo XVIII (figura 3) principalmente en la construcción de puentes. Posteriormente, durante el siglo XIX, se utiliza en edificación como producto alternativo a la piedra y a la madera (Quintana 1996).



Figura 3. Salón de Westminster a principios del siglo XVIII (Velandia 2005).

El puente Coalbrookdale, ubicado en Inglaterra, es uno de los primeros puentes hechos con hierro fundido de los que se tiene registro. Se ubica en una de las ciudades cuna de la Revolución Industrial (figura 4).

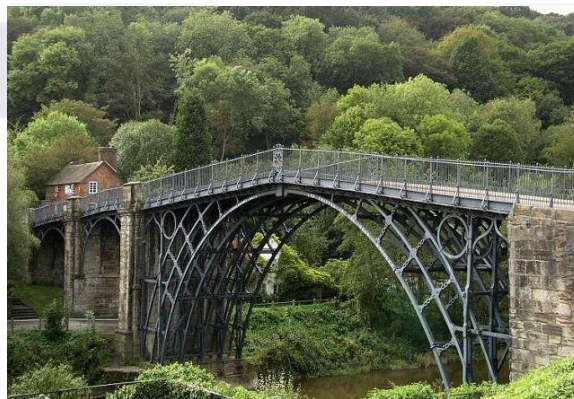


Figura 4. Puente de Hierro en Coalbrookdale (1773-1779)(Arqhy 2009).

Sin embargo, en los puentes, duró poco tiempo el uso de hierro colado, debido a que se detectó que este tipo de estructuras fallaban con una fractura frágil en tensión. Ya con el avance logrado en la revolución industrial, se logró la producción comercial de perfiles de hierro forjado alrededor del año 1780, produciendo cambios rápidos, al hacer disponible un producto con una calidad adicional de ductilidad que se caracteriza por una capacidad de soportar deformaciones largas a tensión en el rango inelástico sin fallar.

Por otra parte, el hierro forjado se podía formar en placas planas que podían doblarse y unirse con remaches, lo que hizo posible la locomotora de vapor la cual, a su vez, ocasionó una demanda de puentes metálicos de claros largos.

El desarrollo del convertidor Bessemer (figura 5) en 1856 y del horno de hogar abierto en 1867, dieron origen al acero estructural, que consiste en una aleación de hierro con un porcentaje de carbón, trayendo como resultado el material que se ha utilizado en la mayoría de los puentes, así como en muchos edificios, durante los últimos 100 años.

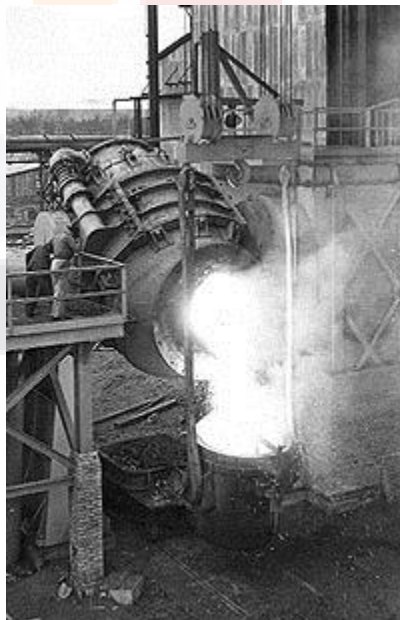


Figura 5. Convertidor Bessemer (*Convertidor Bessemer 1909*).



Fue hasta el siglo XIX y en sus últimas décadas, cuando se realizarían grandes y espectaculares construcciones combinando el vidrio y el acero, todo gracias a la revolución industrial donde se elevó la demanda de infraestructura industrial: invernaderos, edificios, pabellones para exposiciones, estaciones de ferrocarril y grandes naves industriales, que reflejan cómo la adopción del acero permite ganar a este tipo de construcciones en amplitud de espacios y en estética arquitectónica.

En la actualidad, la estructura de acero es empleada en este tipo de construcciones, siendo una solución muy habitual las estructuras unidimensionales como marcos rígidos.

Al mismo tiempo con el desarrollo del acero como material de ingeniería, se presentaron progresos en las técnicas de pruebas de materiales y de análisis de estructuras que permitieron la transición del diseño estructural de un arte a una ciencia aplicada. Robert Hooke (1660) demostró que la carga y la deformación son proporcionales; posteriormente Bernoulli (1705) introdujo el concepto de que la resistencia de una viga en flexión es proporcional a la curvatura de la viga. Euler, a su vez, determinó la curva elástica de una columna esbelta sujeta a carga de compresión (1744).

Algunos de los avances más importantes de finales del siglo XIX que influyeron en el desarrollo del diseño estructural son:

- ◆ La fabricación de instrumentos mecánicos que permitían medir deformaciones en los materiales, logrando determinar el módulo elástico, el cual relaciona el esfuerzo con la deformación, trayendo como consecuencia el desarrollo de teorías para el análisis de esfuerzos y deformaciones que se producen por la flexión de un miembro estructural.
- ◆ El desarrollo de la teoría del pandeo de columnas y la teoría de placas.
- ◆ Teorías correctas para el análisis de esfuerzos y deformaciones que se producen por la flexión de un miembro estructural.



Los avances anteriores hicieron posible el desarrollo de manuales y códigos de construcción que trataban ideas en torno al método de esfuerzos permisibles de selección de miembros estructurales.

En 1905 se desarrolló la primera especificación general para el diseño de puentes ferroviarios de acero y en 1931 la primera especificación para puentes carreteros. En 1923 el American Institute for Steel Construction (AISC) emitió su primera especificación general para construcción de edificios.

El concepto principal de estas especificaciones se centraba en que el esfuerzo permisible sea menor que el esfuerzo calculado en la falla en la medida de un factor de seguridad. Desgraciadamente, el esfuerzo elástico máximo calculado en la carga de falla es muy variable. Una columna esbelta o una viga sin soporte lateral pueden fallar a una fracción del esfuerzo del punto de fluencia, pero una columna muy corta alcanzará el punto de fluencia antes de fallar.

Durante los últimos 40 años se ha prestado una atención creciente a la evaluación de las propiedades inelásticas de los materiales y al cálculo directo de la resistencia última de cada miembro. Esta información es útil para mejorar el procedimiento de esfuerzos permisibles, pero también permite evitar el cálculo de los esfuerzos al utilizarse la resistencia calculada del miembro como una base directa del diseño. De esto ha resultado un diseño conocido por factor de carga. Las cargas de servicio máximas anticipadas se multiplican por un factor de carga para obtener la resistencia requerida, que debe ser menor que la resistencia calculada directamente.

Teóricamente, este es un procedimiento más realista y directo. El enfoque de factor de carga se ha utilizado durante muchos años en el diseño de aeronaves y la sección 2 del AISCS (figura 6), introducida en 1961, lo permite actualmente como alternativa aceptable a los procedimientos de esfuerzos permisibles del diseño de marcos continuos de estructuras de edificios. Aunque la tendencia actual de diseño es enfocarse menos en el cálculo de los esfuerzos, esos cálculos aún son esenciales en el diseño de



partes de máquinas y elementos estructurales que deben soportar ciclos de carga.

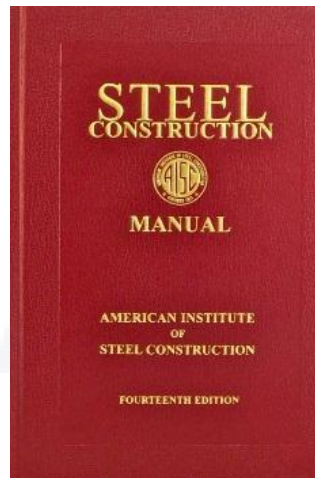


Figura 6. Manual de Construcción en Acero del AISC (AISC 2005).

En la década de 1980 los métodos estructurales de diseño y demás especificaciones se centraban en el diseño por factor de carga (también llamado diseño por estados límites). En este procedimiento se utilizan distintos factores de carga para las cargas muerta, viva, de viento y nieve y factores de resistencia que multiplican a las resistencias calculadas de las vigas, columnas, conectores y otros elementos, para tomar en cuenta las diversas incertidumbres inherentes en la predicción de cargas y resistencias (Valencia 1997). Además de que, los factores de carga y resistencia se determinan por medios probabilísticos a partir de datos estadísticos relativos a las cargas y resistencias.

Debido a la evolución de los reglamentos y especificaciones, y al auge de las computadoras, se logró la automatización en los procesos de diseño, la distribución general, el análisis y la elaboración de planos de diseño detallados, permitiendo al proyectista un grado de precisión elevado, teniendo como finalidad la optimización de los sistemas estructurales.

Esto ha permitido que los análisis sean más precisos, reales y eficaces, además, la velocidad con que se analizan las diferentes soluciones consigue diseños más económicos que en el pasado; se logró evolucionar de modelos



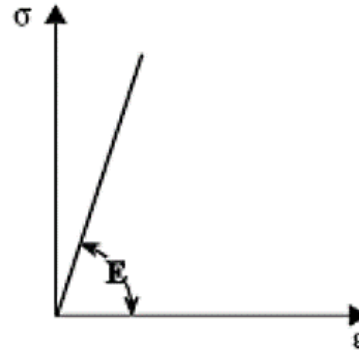
físicos de la estructura, donde se idealizaban solo algunos aspectos parciales de la realidad física y funcional de la estructura haciendo muchas suposiciones en relación al comportamiento de los materiales, a modelos matemáticos que representan la estructura mediante un algoritmo matemático en el que se expresan las teorías de la mecánica estructural, resultados de laboratorio y la experiencia de los diseñadores.

Dado que para los modelos matemáticos la complejidad aumentaba de acuerdo a la estructura, y las computadoras no tenían suficiente capacidad, surgieron técnicas para resolver problemas de este tipo, hoy en día llamados métodos clásicos que han servido al ingeniero estructurista durante muchos años.

No fue hasta que se logró un gran desarrollo en materia computacional cuando aparecieron o se adaptaron métodos de cálculo, como el matricial, por elementos finitos, elementos de contorno, entre otros, que requerían de complejas rutinas que las computadoras pudieron facilitar.

Hoy en día existen programas de cálculo que facilitan el trabajo sustancialmente, estos realizan principalmente dos tipos de análisis:

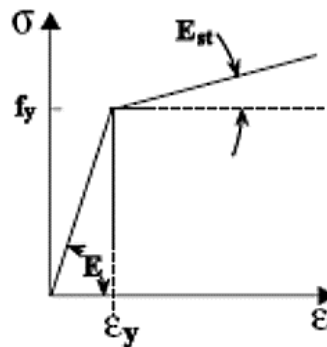
1. Análisis lineal, basado en la hipótesis de comportamiento elástico-lineal (la deformación del material ante una carga es lineal, como se aprecia en la figura 7) de los materiales de construcción y en las consideraciones de equilibrio estático de la estructura (análisis de primer orden)(Cuevas 2002).



Lineal elástico

Figura 7. Grafica esfuerzo-deformación que describe el comportamiento elástico (Mesa 2008).

2. Análisis no lineal, que considera la no linealidad de la estructura, es decir, las condiciones de equilibrio de la estructura deformada y se centra en el principio de esfuerzo deformación (figura 8).



**Lineal elástico-plástico
con endurecimiento por deformación**

Figura 8. Grafica esfuerzo-deformación que describe el comportamiento elasto- plástico (Mesa 2008).

En la actualidad, existen diferentes programas que realizan ambos tipos de análisis (figura 9) y, sin importar el que se utiliza, siempre se

dependerá del buen criterio del calculista para establecer los parámetros iniciales de cálculo.



Figura 9. Programas más usuales en el cálculo estructural.

ASPECTOS GENERALES DE LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO

El acero es el elemento por excelencia en la ejecución de naves o edificios industriales, en este tipo de edificios y a causa de sus peculiares características que vienen siempre impuestas por el proceso de fabricación, la solución estructural que se adopte tiene una gran importancia, hasta el punto de que con frecuencia influye en las características esenciales del edificio y, por tanto, en su sistema constructivo, incluso en su apariencia o aspecto físico.

Como es natural y para proyectar de manera adecuada un edificio, no se puede pensar únicamente en términos de estructura, dado que hay muchas otras consideraciones que harán que la solución elegida sea la correcta (Neufert 2006). Sin embargo, a la hora de proyectar el edificio, el primer problema con el que nos enfrentaríamos, en una forma general, será el de considerar la importancia de la estructura. Para lo que, la primera fase consiste en elegir el material con que se habrá de construir; y dentro de los disponibles nos encontramos con las soluciones de estructuras en acero (figura 11) y estructuras de concreto reforzado, así como también soluciones de estructura mixta (figura 10).



Figura 10. Nave de estructura mixta.



Figura 11. Nave metálica.(Benito del Pozo and López González 2008).

Evidentemente y en la mayoría de los casos en las construcciones industriales, las soluciones de estructura de acero presentan ventajas sobre las de concreto reforzado, a causa principalmente, de las características propias del acero como material de construcción, que conducen a estructuras capaces de cubrir mayores claros con un peso y costo menor que en

estructuras de otro tipo, lo que lleva a que la mayor parte de los edificios industriales se realizan con estructura metálica.

De entre las muchas ventajas de las estructuras de acero cabe destacar:

- ♦ La capacidad resistente del acero permite su utilización en estructuras de grandes claros para la obtención de plantas libres de apoyos, resultando más ligeras y esbeltas que las que se consiguen con otros materiales.
- ♦ Debido a sus propiedades mecánicas de resistencia, se pueden obtener secciones más pequeñas para un mismo edificio frente a otros materiales, teniendo un aprovechamiento del espacio maximizado, posibilitando además ocultar la estructura en fachadas y muros, consiguiendo espacios limpios. Todo lo anterior teniendo en cuenta el problema de esbeltez.
- ♦ Las estructuras de acero pueden adaptarse a cualquier solución estructural deseada por el proyectista, por medio de formas rígidas o articuladas.
- ♦ Una gran ventaja es la sencillez que presenta el montaje de elementos no estructurales y la calidad de su ejecución, fundamentalmente de los elementos que conforman la piel del edificio, como son los materiales de fachada (figura 12) y las carpinterías.



Figura 12. Colocación de fachada sobre nave industrial. (Calavera and Gómez 2001).



- ◆ El factor económico que puede resultar determinante en la elección del tipo de material estructural ayudan también a decidirse por el acero. Al comparar los precios que presentan las estructuras de acero con las de otros materiales constructivos, se agrega otro factor fundamental: la rapidez de ejecución de las estructuras de acero. Igualmente, su menor peso en la estructura principal conlleva a una disminución en el costo de las cimentaciones.
- ◆ Por último, cabe mencionar que la estructura de acero permite un práctico mantenimiento y además de un fácil refuerzo (en caso de ser necesario).

Debido a lo anterior, la fabricación, construcción y las prácticas de diseño para estructuras de acero han tenido una evolución importante en los últimos años. Gracias a esto podemos encontrar hoy en día diversos tipos y grados de acero, que cumplen con las necesidades de la industria de la construcción.

Numerosas investigaciones se han centrado en estudiar los tipos de acero estructural que se utiliza para la construcción, teniendo en cuenta que el acero no es isotrópico y homogéneo, aunque varias especificaciones, teorías de los materiales y pruebas elementales se basan en lo contrario.

A continuación, se describen los principales tipos de acero estructural:

- ◆ Aceros al carbono (además de hierro, contienen carbono y manganeso): entre los aceros más comunes de este tipo es el ASTM A-36, que es uno de los grados de acero más usuales en todo tipo de estructuras. Se han especificado mínimos de f_y^1 y f_u^2 de 36 y 58 ksi (2,530 y 4,080 kg/cm²). Casi todos los tamaños y tipos de perfiles y placas están todavía disponibles en el A-36.
- ◆ Aceros de alta resistencia: en la actualidad han desplazado a los aceros al carbono, ya que consiguen una mayor resistencia mediante la reducción de carbono en su composición, los más comunes son ASTM A992, A572 y A588, con un límite elástico mínimo de 50 ksi

¹ Límite de fluencia del acero.

² Límite último del acero.



(3515 kg/cm²). La producción de perfiles rolados en caliente se enfoca en acero A992 debido a la calidad del acero.

- ◆ Aceros apagados y templados: están solo están disponibles como placas y constituyen un pequeño grupo de materiales con fluencia mínima de 90 a 100 ksi. Consiguen su alta resistencia gracias a una secuencia de enfriado rápido del acero, su ductilidad es relativamente baja debido a este proceso.
- ◆ Acero dual o auto templados: su disponibilidad actualmente es limitada. Su alta resistencia se obtiene a través del enfriamiento selectivo de determinadas regiones del perfil ya conformado (referencia).

Una vez teniendo en cuenta todas las consideraciones, se selecciona el material, se plantean las condiciones funcionales que constituyen el planteamiento del problema, diferenciando entre las totalmente necesarias y las que no tienen funcionalidad en la estructura.

Luego, hay que buscar y evaluar todas las posibilidades capaces de disminuir los problemas planteados o, incluso, anularlos. Acciones como cambiar de ubicación el proyecto porque el terreno contemplado no brinda las condiciones adecuadas para la construcción, reducir las cargas de nieve dando mayor pendiente a las cubiertas, o disminuir los empujes de viento sobre las mismas dando una forma óptima a su superficie envolvente, son claros ejemplos de modificaciones en el proyecto que nos benefician estructuralmente.

Aun prescindiendo de otras razones, siempre hay una exigencia económica: un mínimo posible de costo que se debe buscar sin poner en riesgo la seguridad estructural de la construcción.

TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES PARA NAVES INDUSTRIALES

Una nave industrial o edificio industrial es una construcción propia para resolver los problemas de resguardo y operación de una industria.

También se define como la instalación física o edificación diseñada y construida para realizar actividades industriales de producción, transformación, manufactura, ensamble, procesos industriales, almacenaje y distribución (Arnedo Pena 2009). En la actualidad las naves industriales se utilizan para diversas actividades: deportivas, religiosas, culturales, comerciales, etc.

La estructura de este tipo de edificaciones se conforma de varios elementos que resisten en conjunto las cargas para las que son diseñadas, los cuales se muestran en la figura 13.

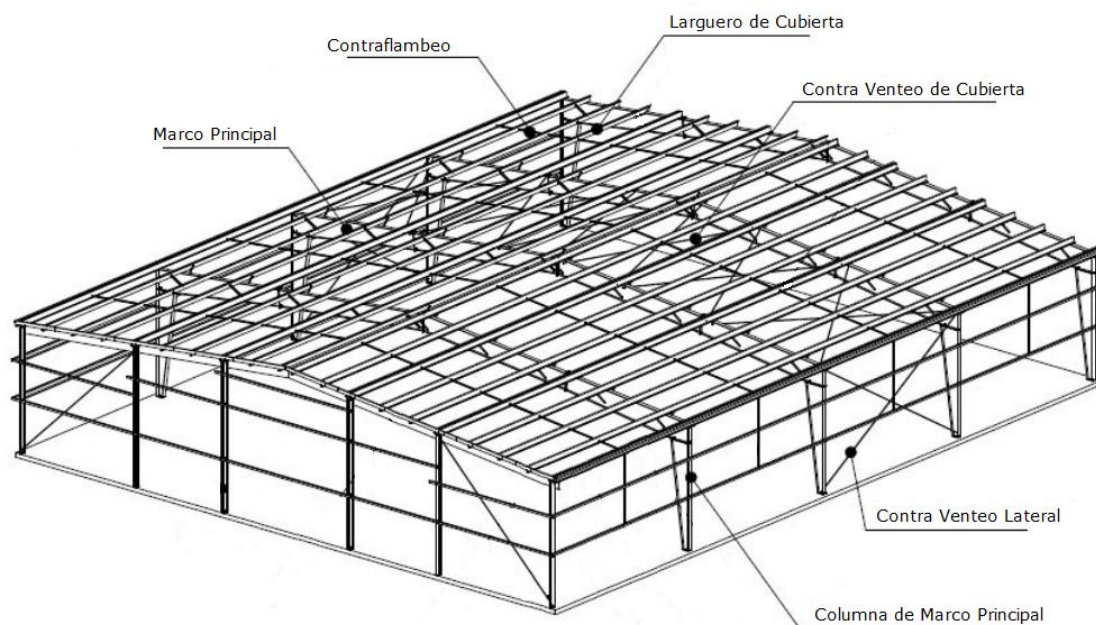


Figura 13. Elementos que componen una nave industrial.

En naves industriales los sistemas estructurales más usuales para la estructura principal de cubierta son: marcos rígidos a base de vigas IPR y marcos a base de armaduras.

Marcos rígidos a base de vigas IPR

Los marcos están formados por vigas y columnas, las cuales están ligados entre sí por medio de conexiones rígidas capaces de transmitir los momentos, fuerzas normales y de cortante sin que exista desplazamientos lineales o angulares relativos.

Las vigas pueden ser fabricadas de concreto, de acero o bien de la combinación de ambos materiales, cuando una viga es fabricada de acero su sección transversal puede ser de tipo comercial conocido como perfil laminado o bien puede fabricarse con placas de acero conocidas como armada y pueden ser de sección continua o variable, la elección del tipo de viga puede depender de varios factores entre los cuales se puede mencionar que la sección transversal solicitada no exista comercialmente o bien que económicamente una sea más aceptable que la otra.

Los marcos generalmente son distribuidos de acuerdo a requisitos del diseño arquitectónico, a aspectos económicos y/o al funcionamiento de la estructura.

La función de estos elementos es soportar las cargas gravitacionales y laterales transmitidas por los elementos que sobre estos descansan, conocidos como largueros. La elección de este tipo de elementos depende de la separación entre marcos, de la separación entre estos mismos y del tipo de cubierta que se empleara, los largueros tienen la función de soportar el material utilizado como techo o cubierta. Las ventajas de estos son: economía, apariencia, ahorro en altura libre, etc.

Comúnmente los marcos para naves industriales más utilizados son: los marcos rígidos y los marcos bi-articulados (figura 14), que a su vez estos pueden ser de sección comercial, perfil rolado en caliente) o sección variable (a base de 3 placas).

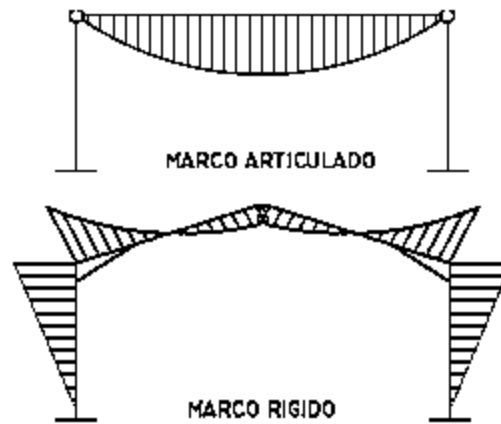


Figura 14. Clasificación Estructural de los Marcos (Santin Blasco et al. 1995).

Marcos a base de armaduras

Las primeras naves industriales se caracterizaban por usar armaduras como sistema de cubierta por los grandes claros entre columnas, por las pocas divisiones y muros interiores y por la existencia de equipo industrial que necesitaba gran espacio dentro del edificio.

Una armadura hace un símil a una viga, teniendo en cuenta que en la armadura el alma no es maciza, sino que está compuesta por piezas que forman un sistema a base de triángulos.

Las armaduras trabajan como barras unidas y toman esfuerzos de compresión o de tensión, para lo cual el acero es el material idóneo para absorber dichos esfuerzos y solamente se deberá revisar cuando trabajan a compresión su relación de esbeltez y el esfuerzo de pandeo. Esto hace que sean sumamente eficientes y puedan cubrir grandes claros con un costo más bajo ya que los perfiles de acero que absorben los esfuerzos son de secciones más pequeñas y por lo tanto de poco peso.

Existen diversos tipos dependiendo de la forma, clase de apoyo y disposición de los elementos interiores. Las formas de las armaduras que

generalmente se emplean, reciben los nombres de sus diseñadores: Howe, Fink, Pratt, Warren, etc. Las armaduras Warren y Pratt probablemente han sido las más usadas para techos planos, pues los componentes de la cubierta pueden colocarse más favorablemente que en los otros tipos. Estas armaduras pueden ser utilizadas económicamente en techos planos para claros entre 12 y 40 metros, aunque se tiene registro de su uso hasta en claros de 60m (para este tipo de dimensiones, se ordena el uso de pendientes que van desde el 5 al 20% para ayudar al escurrimiento).

Las armaduras a dos aguas Pratt y Howe son los tipos más comunes de armaduras de peralte medio. Las pendientes que aquí se presentan quedan entre las pendientes del 5 al 20%, éstas tienen claros económicos de 25 hasta 30 metros.

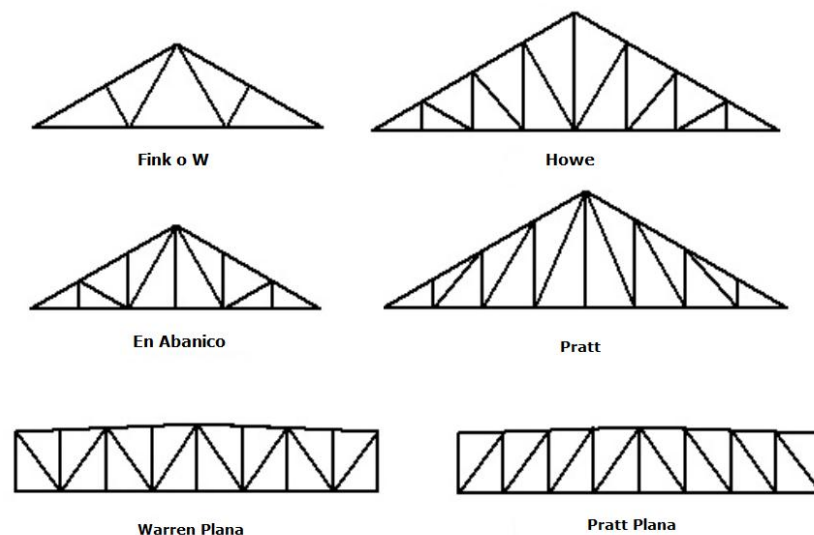


Figura 15. Diversas configuraciones de armaduras.(Nieto Garcia 2006).

Para techos de gran pendiente la armadura Fink es muy popular. Las armaduras Pratt y Howe también pueden usarse para pendientes fuertes, pero por lo regular resultan en secciones menos económicas.

La forma de una armadura se proyecta tomando en cuenta el espaciamiento de los largueros; usualmente es conveniente localizar los largueros solo en los vértices de los triángulos, aunque la triangulación principal también puede subdividirse. Las armaduras Fink pueden ser divididas en un gran número de triángulos y coincidir casi con cualquier espaciamiento de largueros.



Figura 16. Cubierta a base de armaduras (Redón Santafé et al. 2016).

Los principales componentes son:

- ◆ Cuerdas- Se llaman "superior" e "inferior". La cuerda superior está formada por los pares y la inferior por el Tirante o viga.
- ◆ Elementos interiores (alma)- Son los elementos que se localizan entre las cuerdas superior e inferior. Puede estar sujeta a esfuerzos de tracción o compresión. Tienen diversa denominación (montante o diagonal).



Otro elemento que forma parte de la cubierta son los largueros. Estos pueden ser vigas o armaduras que cubren el claro entre marcos y son quienes van a transmitir las cargas provenientes del sistema de cubierta; generalmente se colocan con separaciones entre 1.20m. a 1.50m, dependiendo del tipo de sistema que se utilice para techar, el cual puede ser de láminas metálicas, asbesto u otro material ligero. Los perfiles más comunes son los perfiles de lámina doblada en frío en forma de "C", conocidos como "*canal montén*", reforzados con un ángulo en su espalda para eliminar las excentricidades, o bien perfiles "Z".

Otra alternativa son las armaduras articuladas en los extremos, que a diferencia de los montenes, pueden utilizarse en claros de mayor magnitud.

Finalmente y como parte de la estructura, se colocan los elementos conocidos como *contravientos*, los cuales son colocados verticalmente entre columna y columna y horizontalmente en el sistema de techo. La función principal de estos elementos es transmitir las cargas producidas por las fuerzas de sismo o de viento al sistema de cimentación.

Una característica importante en una nave industrial es la de salvar grandes claros, a fin de lograr espacios sin existencia de apoyos intermedios, de tal manera que la nave pueda operar sin obstáculos ni restricciones, logrando así una mayor versatilidad (figura 17). Si bien el diseño de los elementos básicos (vigas y columnas) de la estructura de una nave industrial no difiere en la teoría del diseño de un edificio de otro tipo, los diseños de naves industriales resultan ser más adecuados atendiendo principalmente a factores como los siguientes:

- ◆ En edificios industriales el costo de la estructura representa a menudo un pequeño porcentaje del costo de los bienes o maquinarias que alberga el edificio.
- ◆ La distribución de la estructura es modificada con frecuencia, generalmente con una disminución de su resistencia o estabilidad.
- ◆ Las condiciones de carga supuestas en el diseño estructural pueden variar significativamente ya sea en magnitud, posición o aplicación de nuevas cargas.

- ◆ Las estructuras se ven expuestas a ambientes agresivos propios del proceso industrial o de condiciones climáticas extremas y, generalmente, no son sometidas a mantenimiento.
- ◆ El número de personas que se concentran y hacen uso de este tipo de estructura es en la mayoría de los casos, considerablemente alto.

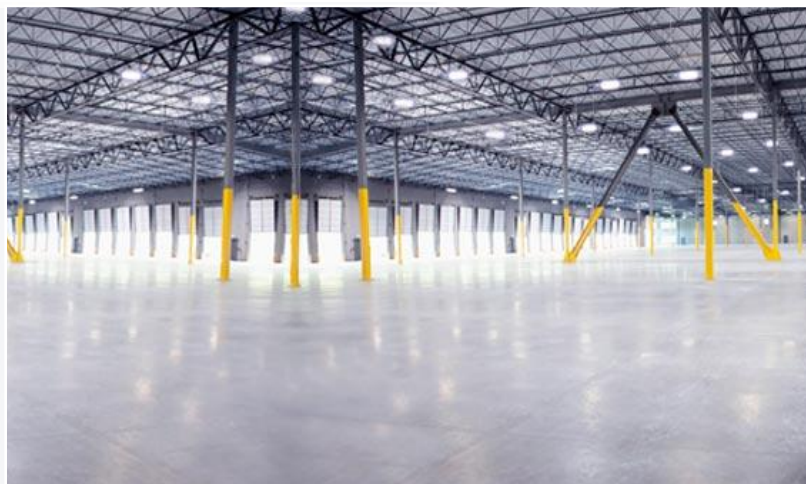


Figura 17. Grandes espacios en naves industriales (Arnedo Pena 2009).

DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño es un proceso creativo en el que se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos (*“resistir las fuerzas a que va a estar sometido, sin llegar al colapso o presentar un mal comportamiento”*, Meli 2001).

Consta principalmente de cuatro fases: pre diseño, estimación de las acciones, análisis estructural y diseño.



- ◆ *Fase de pre diseño.*- Probablemente ésta sea la fase más importante del diseño estructural. Esto se da porque la optimización del resultado final del diseño depende en gran medida de la destreza obtenida en adoptar la solución estructural más adecuada para una edificación en particular.

En esta etapa se eligen los materiales que van a conformar la estructura, se define el sistema estructural principal, el arreglo y las dimensiones preliminares de los elementos. El objetivo será el elegir la solución más adecuada dentro de un conjunto de opciones de estructuración.

- ◆ *Fase de estimación de las acciones.*- Aquí se identificarán las acciones que se consideran van a incidir sobre el sistema estructural durante su vida útil. Entre estas acciones están: acciones permanentes (carga muerta) y accidentales (carga viva, viento, sismo, etc.).

Cuando se sabe de antemano que en el diseño se tienen que considerar cierto número de acciones, se puede seleccionar en base a la experiencia la estructuración más conveniente para resistir dichas acciones.

- ◆ *Fase de análisis estructural.*- Proceso que lleva la determinación de la respuesta del sistema estructural ante la sollicitación de las acciones externas que puedan incidir sobre dicho sistema (Cuevas 2002). Es la respuesta de una estructura bajo una acción determinada.

Para dar con esa respuesta tenemos que considerar los siguientes aspectos:

- ❖ Modelo estructural de la estructura.
- ❖ Determinar las acciones de diseño.
- ❖ Determinar la respuesta de las acciones de diseño en el modelo elegido para la estructura.
- ❖ Dimensionamiento.



CRITERIOS DE DISEÑO

Cada nave industrial es única, ya que es proyectada y construida según requerimientos relacionados con su uso, ubicación, costo, reglamentos y exigencias específicas del propietario. El proceso de diseño debe satisfacer equilibradamente todas estas condicionantes.

Previamente al diseño estructural deben definirse aspectos como:

1. Desarrollo de la ingeniería conceptual o ingeniería básica del proceso, definiendo disposición general de las instalaciones plano de la posición en el espacio de los componentes del sistema), arquitectura industrial, diagramas de flujos y procesos, vida útil, etc.
2. Proyectos de otras especialidades: instalaciones industriales que contienen tuberías, válvulas y otros accesorios, mecánica, electricidad, instrumentación, sanitaria, etc.
3. Listado de equipos indicando su posición, peso, tipo de soportes y otros requerimientos especiales.
4. Ubicación del edificio o estructura, determinando aspectos como: zona sísmica, viento, nieve, etc.
5. Características del terreno de desplante (estratigrafía, clasificación, propiedades geo mecánicas, presiones admisibles de contacto, constante de balasto, asentamientos previstos, necesidad de mejoramientos de suelo, etc.).
6. Dimensiones requeridas: por operación, por regulaciones territoriales, ventilación, iluminación, gálibos, estética, etc.
7. Materiales de la estructura, de revestimientos y terminaciones: pesos, costo, interacción estructural-no estructural, medios de fijación.
8. Puentes grúa y otros equipos: número, capacidad, dimensiones, secuencias de operación.
9. Planes de ampliación futura: modulación, conexiones, etc.
10. Presupuesto: restricciones de costo.



CRITERIOS DE OPTIMIZACIÓN

Los problemas de optimización estructural se pueden caracterizar en tres variables:

1. Optimización del tamaño: en este se trata de determinar las medidas óptimas de los elementos que constituyen una estructura con secciones restringidas a la forma que dicta el proyecto (Parras 1983).

2. Optimización de la forma: se busca la forma óptima de las secciones en una estructura donde se puede cambiar la sección, pero no así el arreglo estructural (Navarrina et al. 2002). Puede ser mediante la modificación de la conectividad entre elementos o mediante la eliminación de los elementos menos esforzados.

3. Optimización de la solución o arreglo estructural: se enfoca en determinar la distribución óptima del material en una estructura mediante la elección de elementos de acuerdo a su función estructural. Este enfoque es el más complicado porque la cantidad de variables que aborda es elevada.

La noción de optimización de una estructura implica el cambio de ciertos elementos de diseño que se denominan variables de diseño, por lo tanto, estas se pueden definir como los parámetros que controlan la geometría de la estructura a optimizar.

En la práctica, la optimización se basa principalmente en dos criterios: la densidad y los desplazamientos.

La densidad es un parámetro muy importante cuando se habla de construcción en acero, ya que está ligada al peso, que es directamente proporcional al costo de la estructura, siendo la relación que existe entre el peso del material necesario para construir la estructura y el área de la misma.

Generalmente se busca una densidad baja significando esto que la estructura sea ligera, ya que el costo del material tiene gran impacto en el total de la obra, aunque no siempre es así, ya que en ocasiones la mano de obra resulta más costosa, por lo que en este caso se opta por soluciones con pocos elementos para así facilitar su fabricación y disminuir costos.



El otro criterio de optimización son los límites de servicio en la estructura que, al presentarse, pueden dar la sensación inseguridad o inducir cargas adicionales en la estructura que no estaban contempladas y, aunque estas condiciones normalmente se revisan en las últimas etapas, muchas veces es quien determina el diseño final de la estructura rigiendo sobre la resistencia.

En general, una técnica adecuada de optimización estructural contará con estas características:

- ◆ Posibilitar el trabajar con estructuras complejas bajo diferentes condiciones de carga y restricciones.
- ◆ Permitir el emplear secciones de catálogos normalizados.
- ◆ Capacidad de ajustar más de una solución.
- ◆ Permitir aplicar la experiencia del ingeniero al problema de optimización, como el número de variables de diseño o la relación de las variables de diseño con los miembros estructurales.

Hoy en día los programas de diseño cuentan con rutinas de optimización que ayudan al calculista a tener estructuras más eficientes, sin embargo, el programa no interviene en la decisión inicial de selección de sistema estructural, por lo que eso depende totalmente del diseñador y muchas veces no se toma el tiempo necesario para analizar las variables con las que se cuentan, he aquí la importancia de este trabajo.



CAPÍTULO III PROPUESTA METODOLÓGICA DE OPTIMIZACIÓN

INTRODUCCIÓN A LA PROPUESTA METODOLÓGICA

En este capítulo, se presenta la metodología que deberá seguir el diseñador para la optimización de naves industriales, estableciendo guías para seleccionar el sistema estructural, la geometría y el pre dimensionamiento, para al final tener un diseño satisfactorio.

Se propone el siguiente procedimiento:

1. Evaluar los datos con los que se cuenta al iniciar el proceso de diseño estructural, estos son los planos arquitectónicos los cuales proporcionan las medidas geométricas iniciales (en este caso se tiene como dato inicial el claro a salvar, con el cual se inicia el proceso de pre diseño).
2. Teniendo los datos iniciales, lo que se sugiere establecer es la pendiente, que muchas veces está dada por el proyecto arquitectónico, ya que de ella depende la magnitud de las cargas vivas a emplear y muchas veces esto puede influir en el costo de la estructura.
3. Seleccionar el sistema de cubierta a emplear, ya que este establece la separación de los elementos secundarios (polines de cubierta o montenes), figura 18.

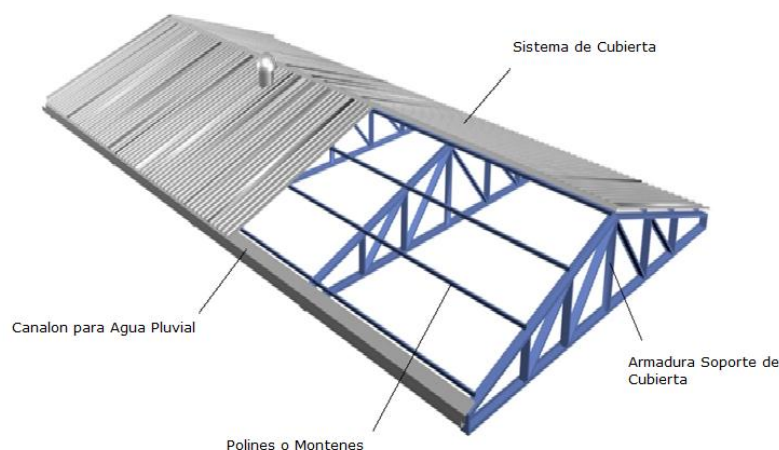


Figura 18. Partes que conforman techumbre de nave industrial a base de armaduras.



4. Con la selección de la cubierta se continua con la elección del sistema estructural para el soporte de la cubierta (estructura principal). Para esto se toma en consideración la densidad, la flecha y la resistencia para poder seleccionar según el criterio que más nos convenga. Para la elección se cuenta con dos soluciones que resultan las más usuales en este tipo de edificaciones, como lo son vigas de alma llena y las armaduras.

5. Una vez adoptado el sistema estructural para la estructura principal, el siguiente paso es hacer el pre dimensionamiento del mismo, teniendo para las vigas que obtener el peralte y la relación de áreas entre patines y alma que dimensiona la geometría de la misma.

Para el caso de las armaduras intervienen más variables como lo son la elección de la forma o distribución de las barras que la conforman, al igual que el peralte y el área de las cuerdas.

6. Una vez realizado el proceso de pre dimensionamiento, se establecen las cargas que estarán actuando en la estructura; cargas permanentes, estas en base a el sistema de cubierta y al peso de los perfiles; cargas accidentales, que están dadas por los reglamentos y especificaciones de acuerdo a la pendiente; la localización de la construcción, entre otros.

7. Con estos parámetros definidos se procede a realizar el análisis estructural donde obtendremos los elementos mecánicos que deberá resistir la estructura.

8. Por último, se pasa al diseño estructural y comienza el ciclo de optimización de las secciones propuestas, hasta obtener los resultados satisfactorios.

Teniendo en cuenta que ya desde la etapa de pre diseño se eligió la solución más adecuada, el diseño resultara en el óptimo o al menos el más cercano.



CAPÍTULO IV PROCESO EXPERIMENTAL



INTRODUCCIÓN AL PROCESO EXPERIMENTAL

Para cumplir con la metodología propuesta se estableció un proceso experimental donde se elaboraron diversos modelos estructurales para realizar el estudio comparativo y así poder establecer las ayudas de pre diseño.

1. Se establecieron los parámetros a utilizar especificaciones, cargas, pendiente, sistema de cubierta y demás consideraciones descritas más adelante.
2. Se elaboraron los modelos en el programa de diseño especializado.
3. Se realizó el análisis y diseño de todas las muestras para desarrollar ayudas de diseño.

PARÁMETROS DE CÁLCULO

Para dimensionar los elementos que forman las distintas soluciones, se basó el diseño en las especificaciones del AISC ASD-2010, debido a que los alcances del trabajo son en la etapa inicial (pre diseño), permitiendo analizar la estructura por esfuerzos admisibles, satisfaciendo las exigencias frente a los estados límites:

- ◆ Flexión y cortante
- ◆ Torsión
- ◆ Axial Tensión y Compresión (armaduras)

Debido a que este trabajo solo se enfocó en el desempeño de la estructura de cubierta en la etapa de pre diseño, se tomó en cuenta exclusivamente las acciones gravitatorias que recaen sobre ella, el peso de la lámina, el peso de los elementos de cubierta y la sobrecarga de uso.

ACCIONES CONSIDERADAS

CARGAS PERMANENTES

Para el peso propio de la estructura de soporte, considerando la densidad del acero de 7850 kg/m^3 , y la geometría del perfil, (el programa de cálculo toma en cuenta esta acción en el análisis).

Sistemas de cubierta

Para el sistema de cubierta se hizo un estudio comparativo de los sistemas más usuales en este tipo de construcciones, los cuales se muestran a continuación:

◆ **Sistemas doble capa o tipo sándwich**

Los sistemas de cubierta de doble capa (figura 19) están compuestos por un núcleo de aislamiento que puede ser espuma rígida de poliuretano, poliestireno expandido, fibra de vidrio o lanas minerales, y dos caras de lámina de acero, ambas caras van adheridas químicamente en forma continua mediante el propio núcleo.

Este sistema es usado normalmente en cubiertas y fachadas de naves industriales, centros comerciales, casetas, etc. Es ideal para un control significativo de la temperatura interna, además de un control acústico, presenta una mayor resistencia estructural que la lámina.

Los claros entre apoyos regularmente van de 1mts hasta los 3mts en apoyo simple.

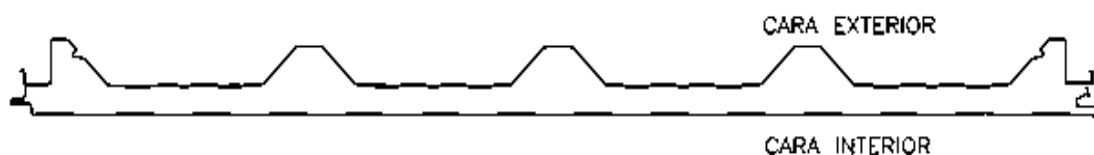


Figura 19. sistema de cubierta de doble capa (sección Tipo)(Blanco 2009).

◆ **Lámina de acero**

Las láminas de acero galvanizado constan de un perfil acanalado de varias configuraciones (figura 20), fabricado normalmente mediante una roladora estacionaria a partir de rollo de acero, diseñado para ser utilizado como cubierta de fijación expuesta.

Se utilizan normalmente en cubiertas de estructuras destinadas a la agricultura e industria, en las que no es necesario disponer de aislamiento. Resulta una solución económica para cubiertas.

Los claros normalmente suelen ser pequeños y van del rango del 1m a los 2 mts.

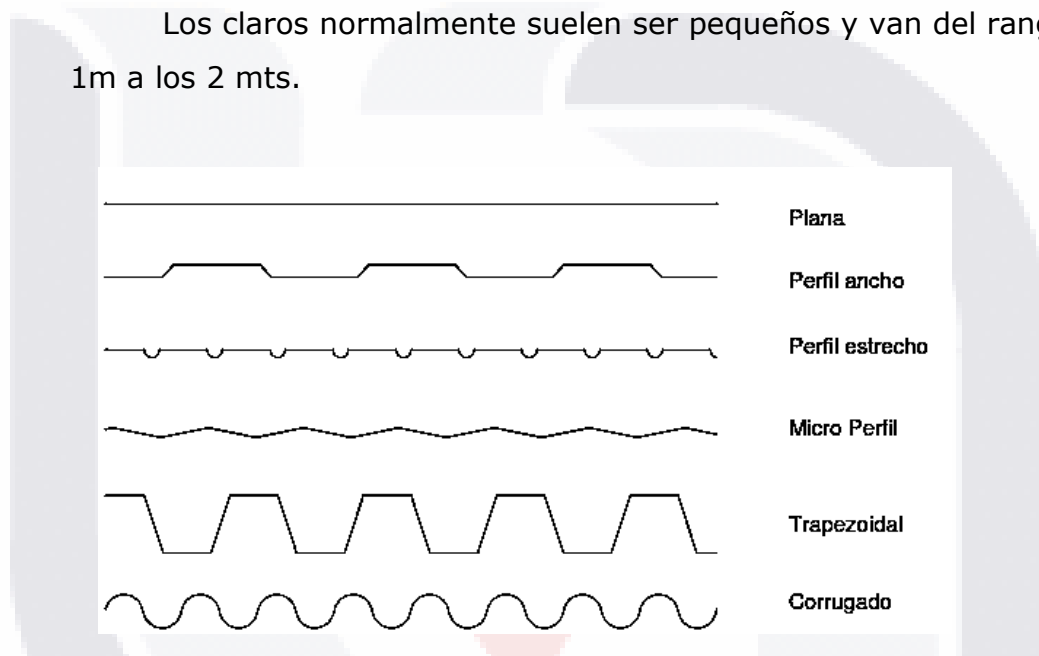


Figura 20. perfiles más habituales para cubiertas y fachadas (Romo Proaño n.d.).

La elección del sistema de cubierta establece la separación de los elementos secundarios, aunque muchas veces intervienen otros factores tal es el caso de las armaduras, donde no solamente es la separación de la cubierta sino también se busca una relación geométrica entre los espacios, donde las diagonales tengan un ángulo de 36° a los 68° (Miret 2007).

Para la elección de la separación de los elementos secundarios, se realizó un estudio comparativo de los diferentes sistemas en el mercado y los que en la práctica son los usuales (figura 21), teniendo en cuenta el rango de cargas para cubiertas y la separación más practica teniendo en cuenta el proceso constructivo.

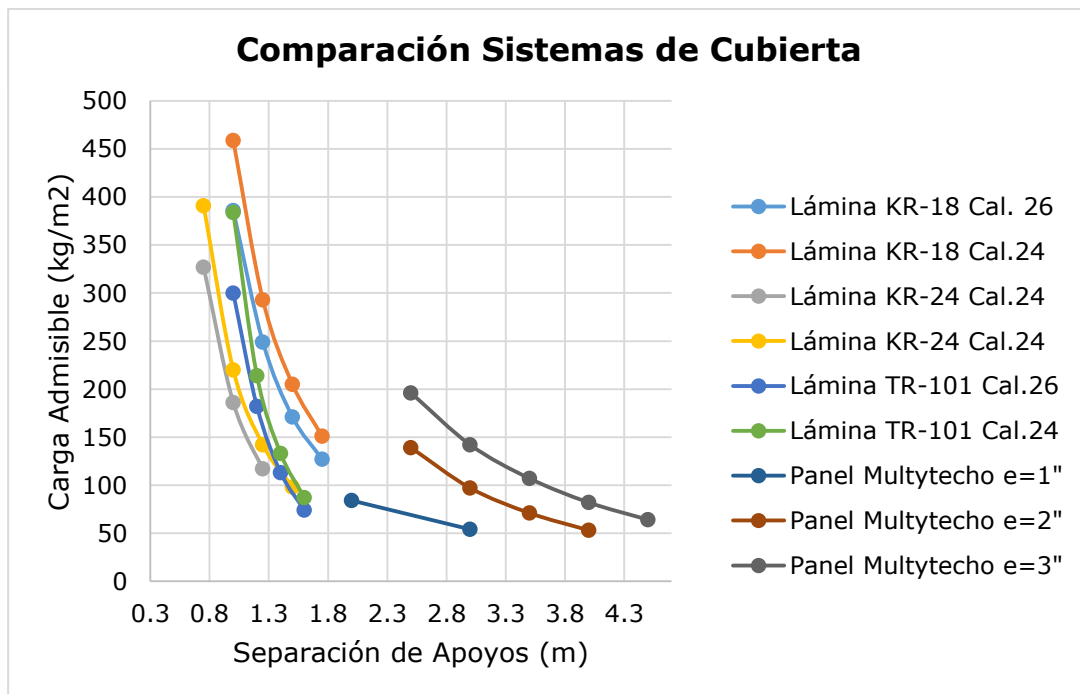


Figura 21. Gráfico comparativo de los sistemas de cubierta más comunes para cubiertas de naves industriales.

Se optó por una separación de 1.5 m debido a que, para el rango usual de cargas de cubiertas de naves industriales, esta separación resiste de manera adecuada las solicitaciones, además de que en la práctica es muy común usar dicha separación.

Para el sistema de cubierta se tomarán una serie de valores representativos de los diferentes tipos que existen. De acuerdo a lo anterior, será 12 kg/m² para Multytecho y 7 kg/m² para lámina acanalada.

CARGAS VARIABLES

Éstas se consideraron en base al código municipal de Aguascalientes con los valores de acuerdo a la tabla 1

Tipo de Destino	Wm	Wa	W
	(Kg./m ²)	(Kg/m ²)	(Kg/m ²)
8)Cubiertas y Azoteas:			
- Pendiente no Mayor de 5%	100	70	15
- Pendiente del 6 al 10%	60	30	10
- Pendiente del 11 al 20%	40	20	5
- Pendiente mayor de 20%	30	20	5

Tabla 1. Tabla de Cargas Vivas Unitarias (*Codigo Municipal de Aguascalientes 2009*).

MODELO TEÓRICO

Para el análisis estructural de cubiertas de naves industriales se eligió comparar las tipologías estructurales más comunes y usadas, ya sea por sus características, su comportamiento estructural, el costo de fabricación y montaje.

Las tipologías utilizadas para este estudio son:

- ◆ Vigas tipo IR de sección constante de perfiles comerciales.
- ◆ Vigas de IR de sección constante a base de 3 placas.
- ◆ Armaduras de perfiles comerciales empleando las formas Pratt, Howe Warren y Fink.

El estudio se enfocó en la estructura principal de soporte de cubierta despreciado las columnas y los elementos secundarios, ya que no entran en el alcance de este trabajo.

DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO

Para dicho análisis se usó un modelo de planta teórico, en el que se modeló cada una de las tipologías que anteriormente se han nombrado.

Cabe decir que esta configuración de plantas se eligió en base a las naves y terrenos existentes en la región, para este fin, donde se trató de cubrir la mayoría de los casos que se pueden presentar y para ello las medidas que se estudiaron abarcan desde los 15 hasta los 50 metros de claro (tabla 2).

Muestra	Dimensiones en Planta (m)
1	15x25
2	20x30
3	25x40
4	30x45
5	40x65
6	50x80

Tabla 2. Características geométricas de cada muestra.

Para la ejecución de los marcos, perfiles IPR y los ángulos de lados iguales (LI), se utilizó acero grado A-36, mientras que para los perfiles huecos rectangulares OR y CF (monten) acero grado A-50; lo mismo para los perfiles OR y LI, todos ellos basados en su correcta identificación en el manual IMCA (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero 2004), lo anterior con el fin de que, al usar perfiles similares, la obtención de resultados dependerá más de la disposición geométrica de cada sistema y menos del perfil utilizado para su construcción.

Sistemas de marcos

Los marcos se tomaron como rígidos empotrados en sus extremos, lo que implicaría una conexión rígida que impida el desplazamiento y el giro.

La distribución de marcos se realizó con la intención de que la separación de estos sea semejante en las múltiples configuraciones de plantas teóricas modeladas.

Medidas en planta (mts)	Distancia entre marcos (mts)	Numero de marcos usados
15 x 25	8.333	4
20x30	10	4
25x40	10	5
30x45	9	6
40x65	9.29	8
50x80	10	9

Tabla 3. Estructuración de Marcos por Muestra.

Programa de Cálculo Utilizado (RAM Elements V8)

Se utilizó el programa RAM Elements para el cálculo de la estructura de las muestras consideradas, teniendo en cuenta la interacción entre todos los elementos. Cada uno de los módulos de los que se compone el programa permitió el dimensionamiento de elementos que forman parte de la estructura de cubierta.

Éste programa permitió realizar el cálculo de estructuras tridimensionales, como la modulación de marcos y armaduras. Todas las estructuras que se analizaron están constituidas por nudos y barras creadas a base de estos elementos.

El programa permitió introducir cada tipo de carga en distintos estados y combinó los mismos, de acuerdo a reglamentos ya preestablecidos. El



método consistió en la determinación, mediante un sistema de ecuaciones lineales, de los desplazamientos de todos los nudos de la estructura frente a los estados de carga. Para ello se definieron todas las barras de tal modo que las analizó de nudo a nudo. Después, se calcularon los esfuerzos en todos los puntos de las barras a partir de los desplazamientos obtenidos (Bentley Systems 2011).

Una vez estudiadas las distintas tipologías y características geométricas de estas, a través del programa, se obtuvo el dimensionado de las barras y perfiles óptimos para que todos ellos cumplieran de acuerdo a parámetros exigidos por el reglamento.

OBTENCIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez elaborado el modelo de pre diseño para cada solución estructural, se continuó con el análisis de los resultados obtenidos, todo lo anterior para buscar dar los primeros parámetros de dimensionamiento de la estructura, como lo son el peralte, la relación de áreas de patines y área del alma, el tipo de armadura, la pendiente, entre otros.

Teniendo ya las soluciones óptimas para cada muestra se compararon teniendo en cuenta tres factores principales: el peso de la cubierta, la flecha o deformaciones presentadas y el porcentaje de aprovechamiento de los elementos.

Pendiente de cubierta

El primer parámetro a comparar fue la pendiente que como ya se dijo anteriormente muchas veces ya está establecida por el proyecto arquitectónico, sin embargo, es bueno tener bases para poder elegirla o en su caso poder realizar un cambio al proyecto sustentado en datos técnicos.



Figura 22. Marcos a base de vigas de sección comercial con pendientes del 6-12-22% para la Muestra 1 (15X25 m).

Para elaborar los modelos en el caso de vigas, se usaron perfiles comerciales de tipo IPR (W), para el caso de las armaduras se tomaron las configuraciones ya mencionadas utilizando perfiles L (ángulos).

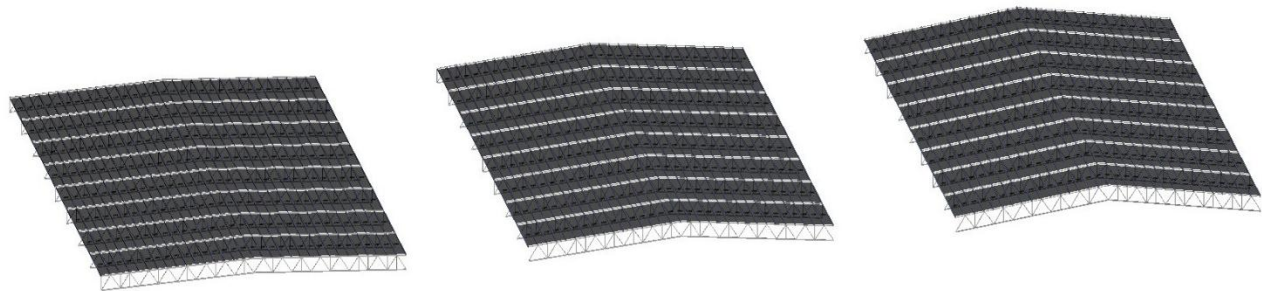


Figura 23. Armaduras Warren con pendientes del 6-11-22% para la muestra 6 (50X80 m).

Se varió la pendiente del 6 al 22%, que es la pendiente usual en este tipo de estructuras. Los montenes o polines de cubierta, se consideraron de la misma sección en todos los casos para que no influyeran en la densidad.

La optimización se llevó a cabo con una rutina de búsqueda incluida en el programa, utilizando perfiles comerciales del manual IMCA.

Para la elección de la pendiente de cubierta se optó por evaluar la densidad y flecha de la estructura.

A continuación se muestra la comparación de las pendientes usadas para vigas y los diferentes tipos de armaduras en las diferentes muestras que se tienen.

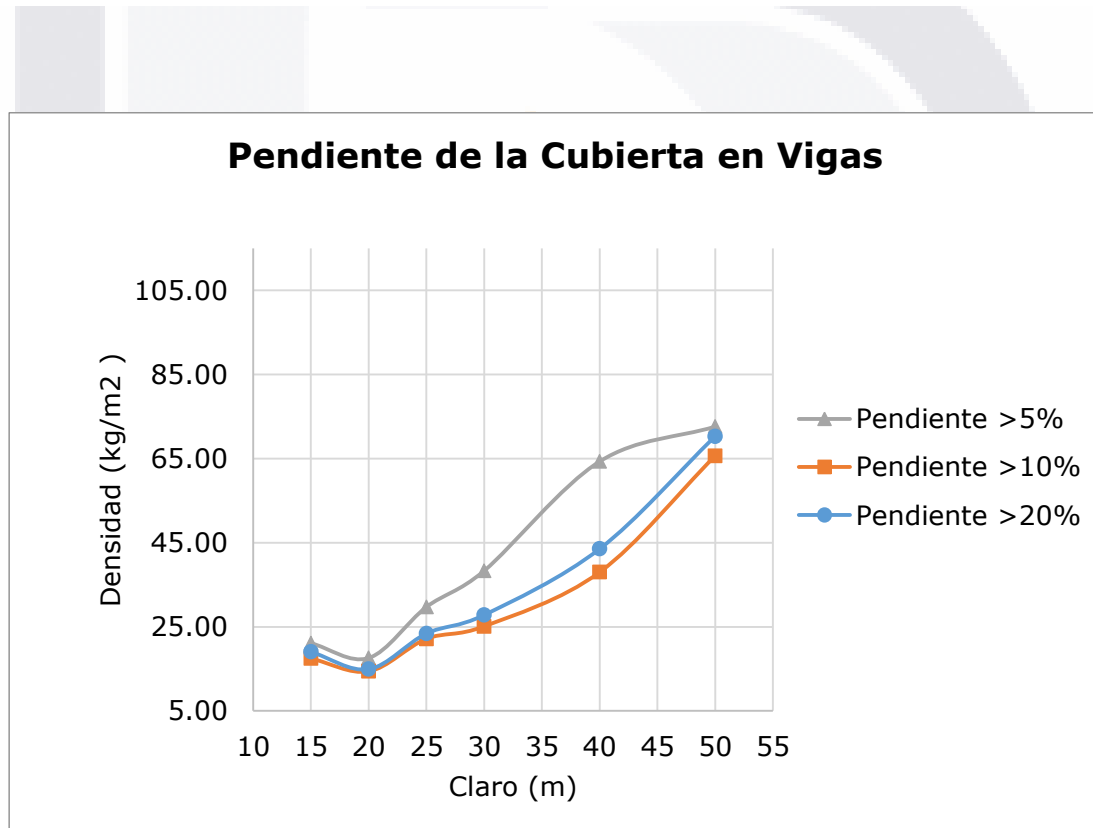


Figura 24. Gráfico de densidad con un diseño óptimo.

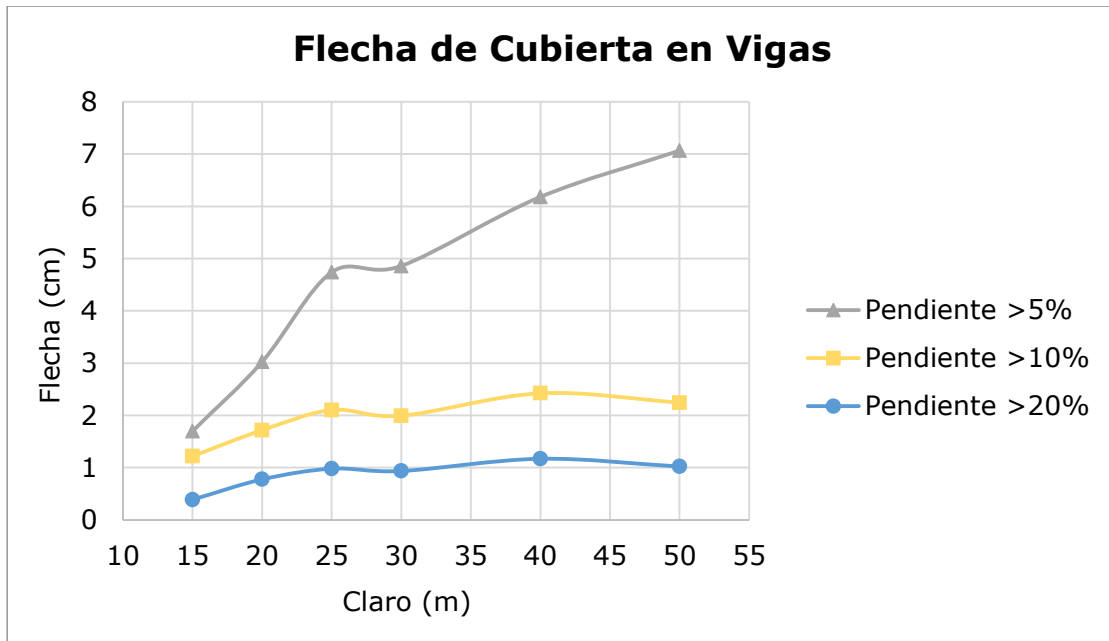


Figura 25. Gráfico para las flechas presentadas con un diseño óptimo.

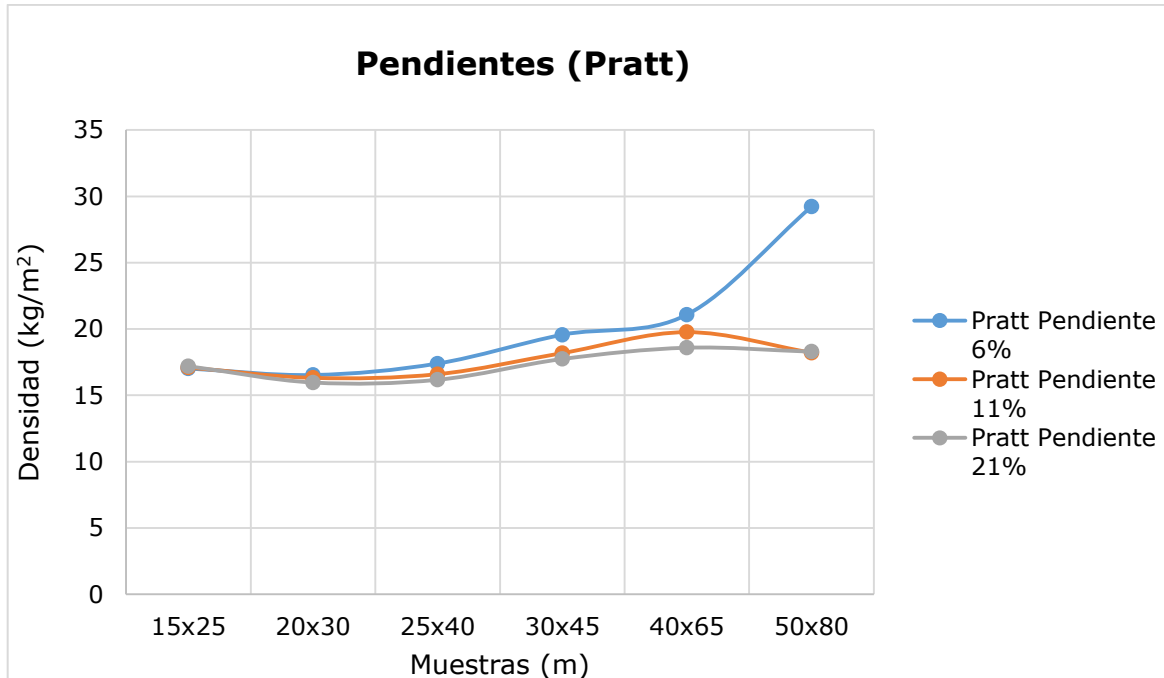
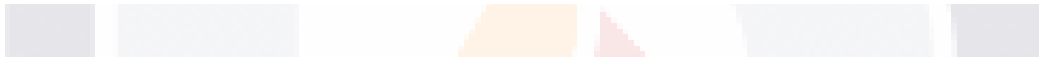


Figura 26. Densidad con respecto a la pendiente de armadura Pratt.

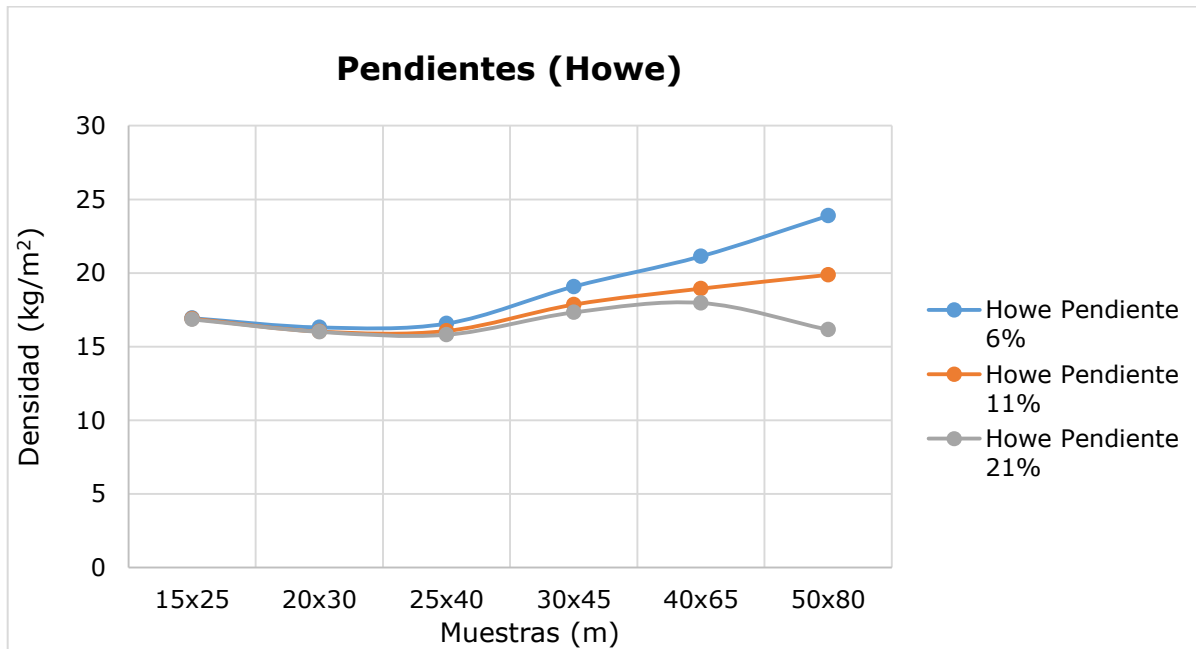


Figura 27. Densidad con respecto a la pendiente de armadura Howe.

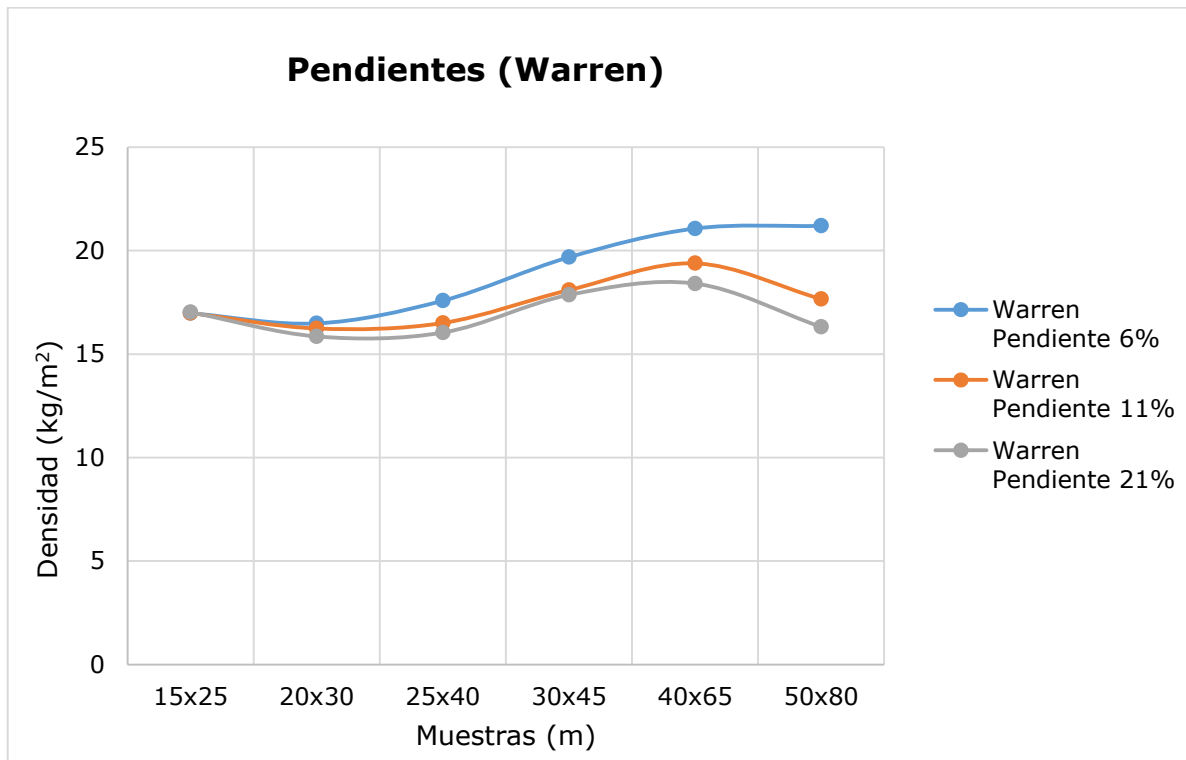


Figura 28. Densidad con respecto a la pendiente de armadura Warren.

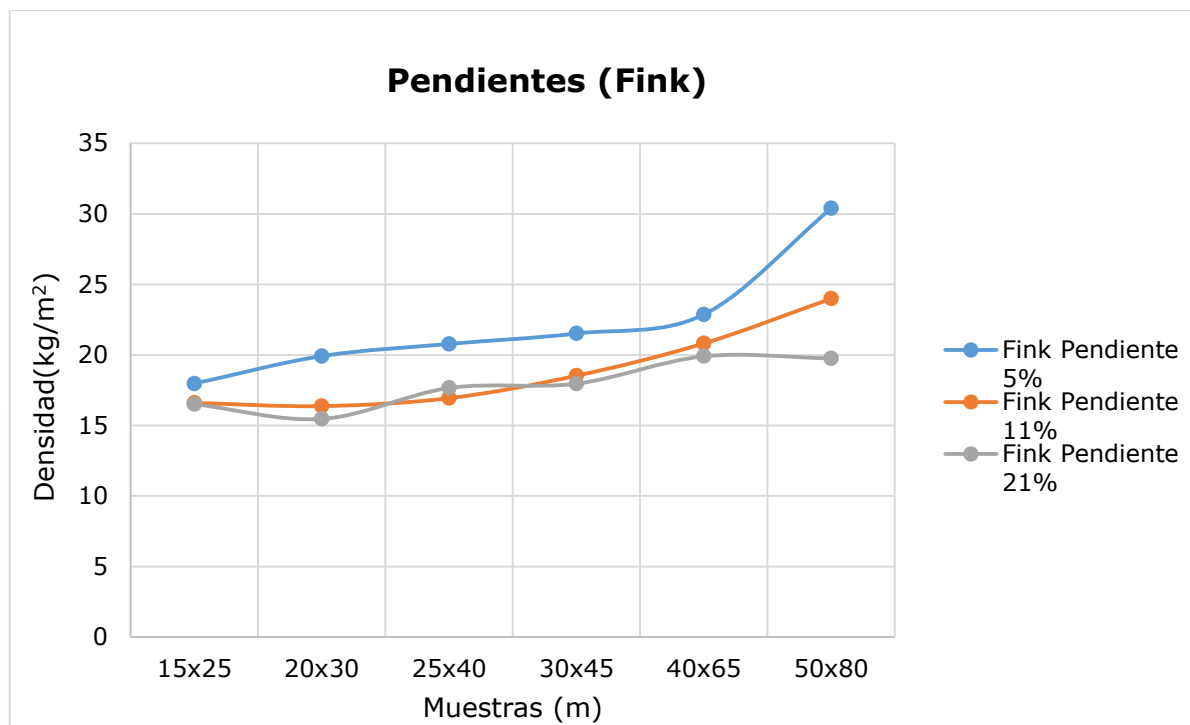


Figura 29. Densidad con respecto a la pendiente de armadura Fink.

De las gráficas anteriores se observó que, sin importar el claro las muestras con las mismas pendientes se comportan de forma similar, es evidente debido a reglamento que a mayor pendiente las cargas vivas disminuyen ocasionando que la densidad baje al igual que las flechas.

Se tiene en cuenta que, para marcos rígidos, la flecha se presenta al centro del mismo.

De igual manera para las vigas: se observa que en las armaduras la pendiente mas favorable es la mayor (20%), aunque despues del 11%, se observa un comportamiento adecuado, con lo que se comprueba, razón por la cual estos valores son utilizados en los proyectos.

Se observó ademas de que el comportamiento es similar para las cuatro configuraciones de armaduras y que el rango de densidades es muy parecido entre ellas.

En vigas para claros mayores de 30 m, la densidad aumenta de forma considerable al igual que las flechas, por lo que se podría concluir que, para

claros mayores, las secciones IPR (W) comerciales no resultan una solución factible para estas condiciones de claro sin importar la pendiente.

Además de que, para claros mayores de 50 m ya se tuvo dificultad para encontrar un perfil comercial que cumpliera los requerimientos de resistencia de acuerdo al reglamento.

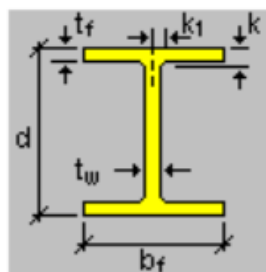
Una solución sería optar por grandes, pero esta variable está limitada por la geometría de la cubierta, el aprovechamiento de los espacios y la facilidad de fabricación y montaje, por lo que se recomienda para este tipo de estructuras usar pendientes del orden de 11 al 20 % de acuerdo a los resultados comparativos.

Una vez que se realizó el estudio comparativo de pendientes, se continuó con el análisis de las soluciones en base a vigas IPR y armaduras, donde se obtuvieron los criterios de pre dimensionamiento que se muestran a continuación.

Vigas IPR

Para las vigas los datos de pre dimensionamiento que se obtuvieron fueron el peralte y la relación de áreas de patines y alma.

Section: W



Section: I Soldada

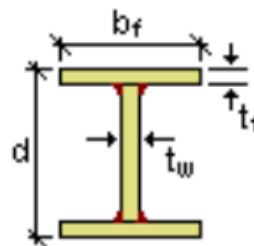


Figura 30. Secciones de vigas IPR (W).

Peralte

Para la obtención del peralte se elaboraron los modelos estructurales con base al estado del arte que sugiere un peralte en el rango de $h/17$ a $h/23$, atendiendo a los diferentes claros que se tienen en las muestras.

El estudio se realizó tomando las relaciones de claro peralte de $h/15$ - $h/25$ para ampliar el espectro y considerar variaciones en caso de haberlas.

Se tomaron en consideración la resistencia y la densidad de la estructura, se hace el supuesto que, al graficar ambas variables, la intersección de ambas curvas resulta la relación óptima para la elección del peralte, ya que en ese punto la diferencia entre el valor de la resistencia y la densidad es cero.

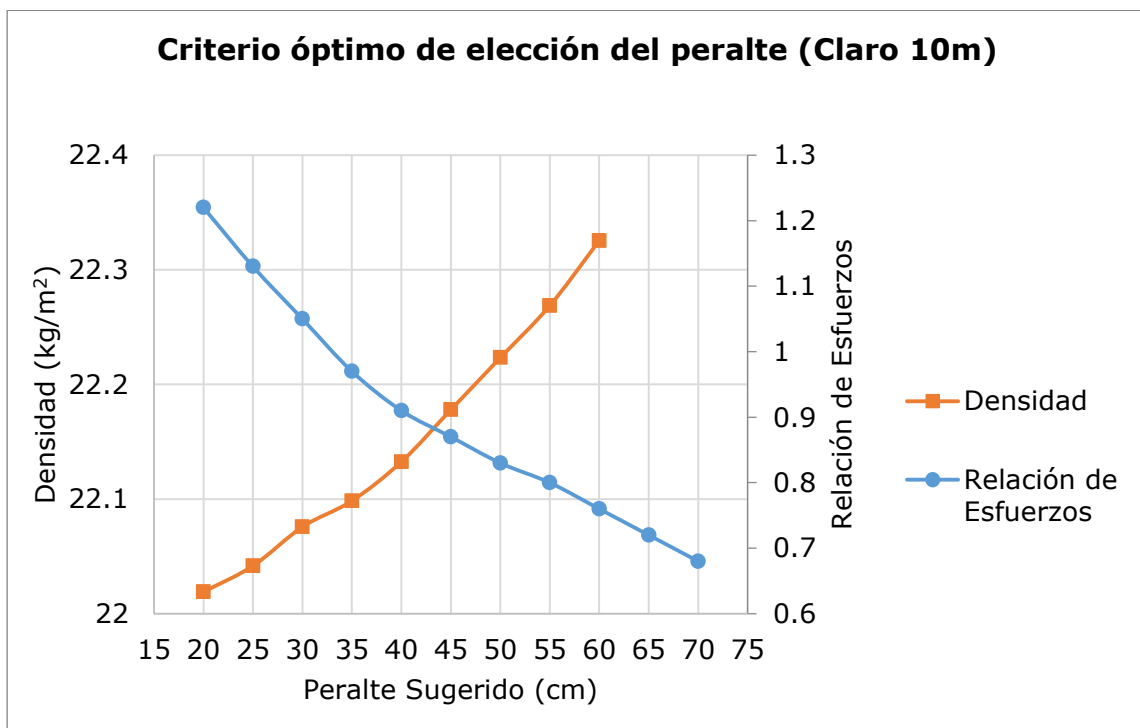


Figura 31. Gráfico relación entre la resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 10m (**10m/0.44m=22.7**).

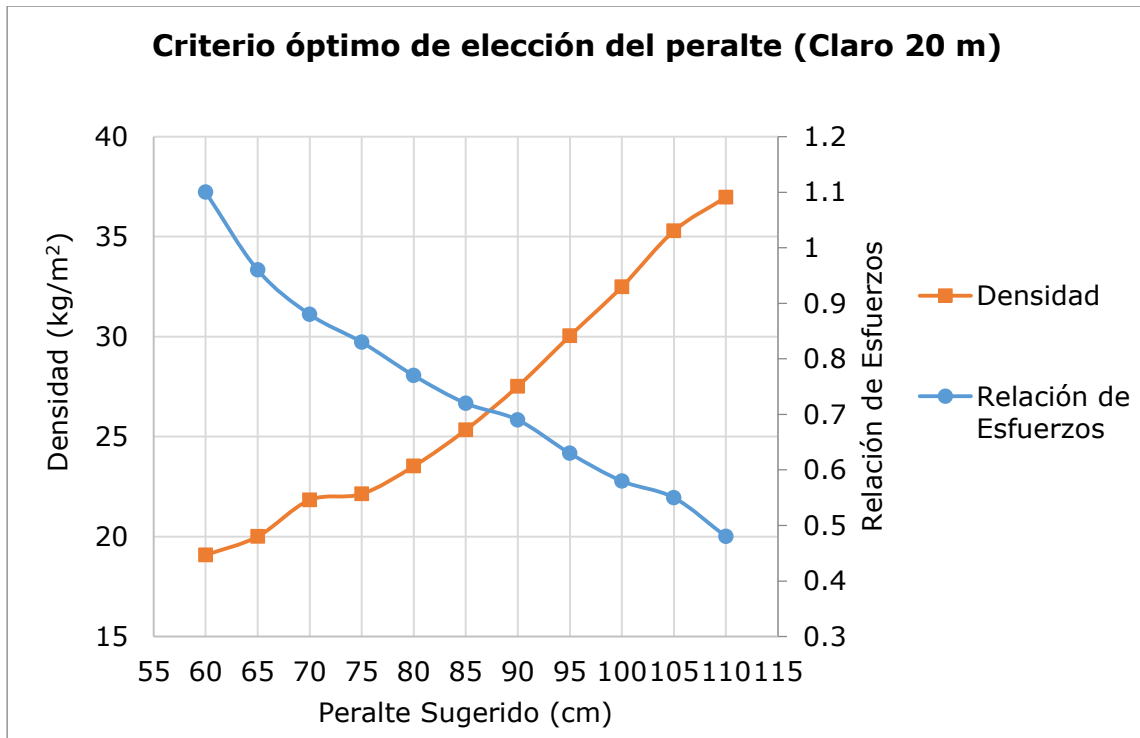


Figura 32. Gráfico relación resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 20m (**20m/0.87m=22.98**).

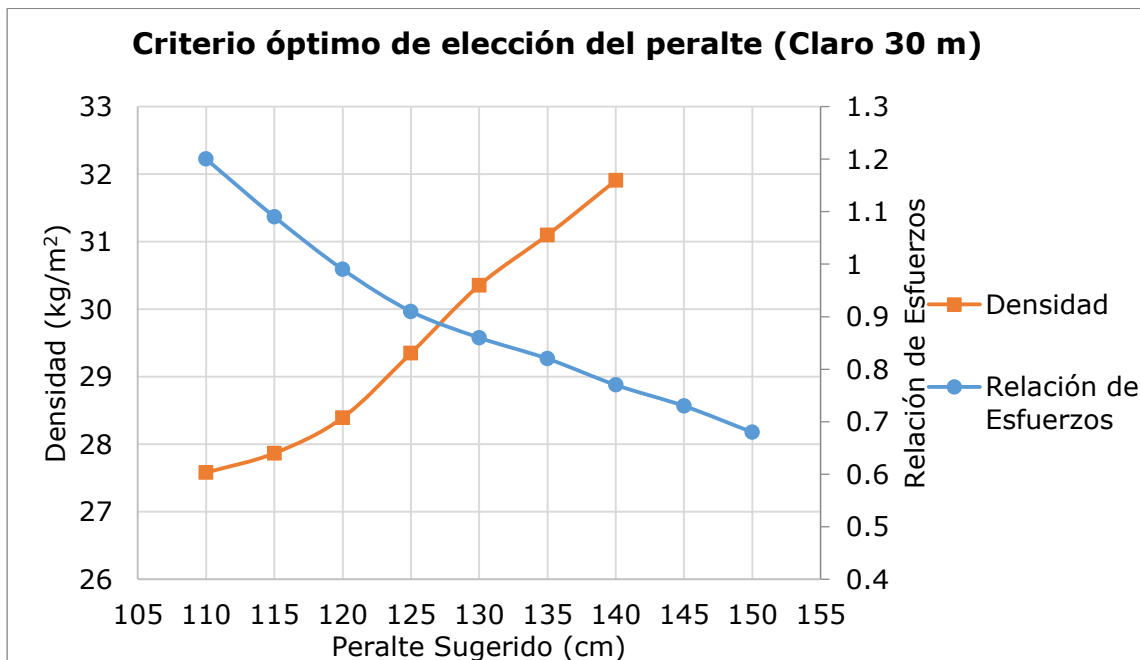


Figura 33. Gráfico relación resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 30m (**30m/1.27m=23.62**).

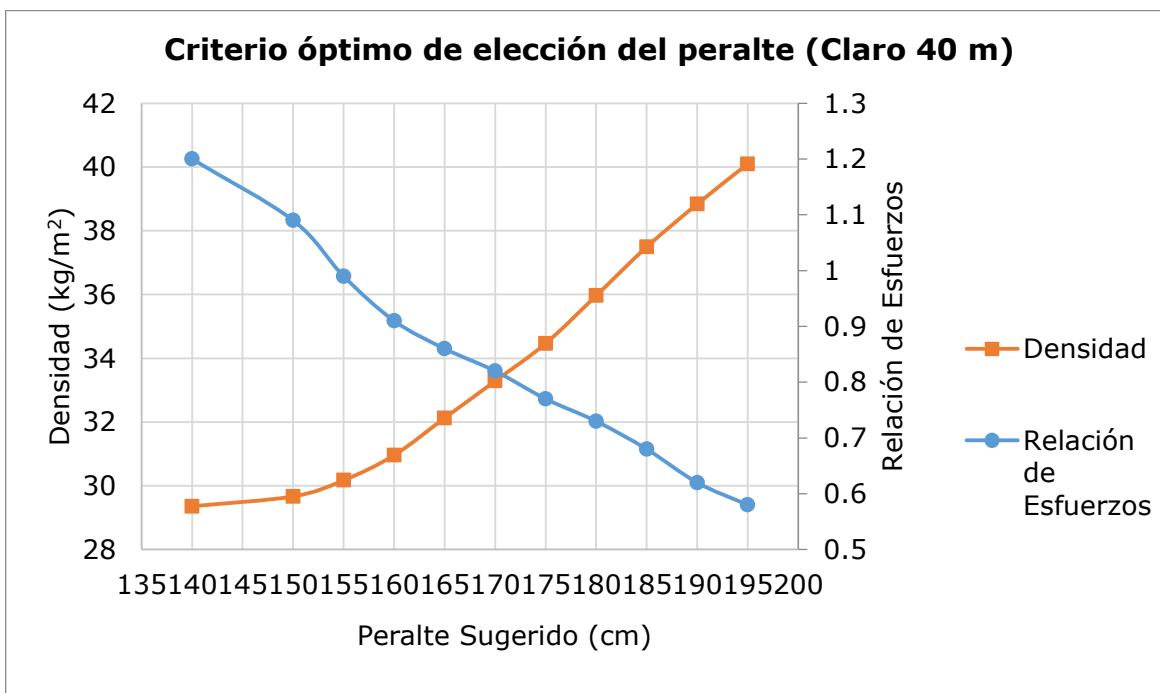


Figura 34. Gráfico relación resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 40m (**40m/1.71m=23.39**).

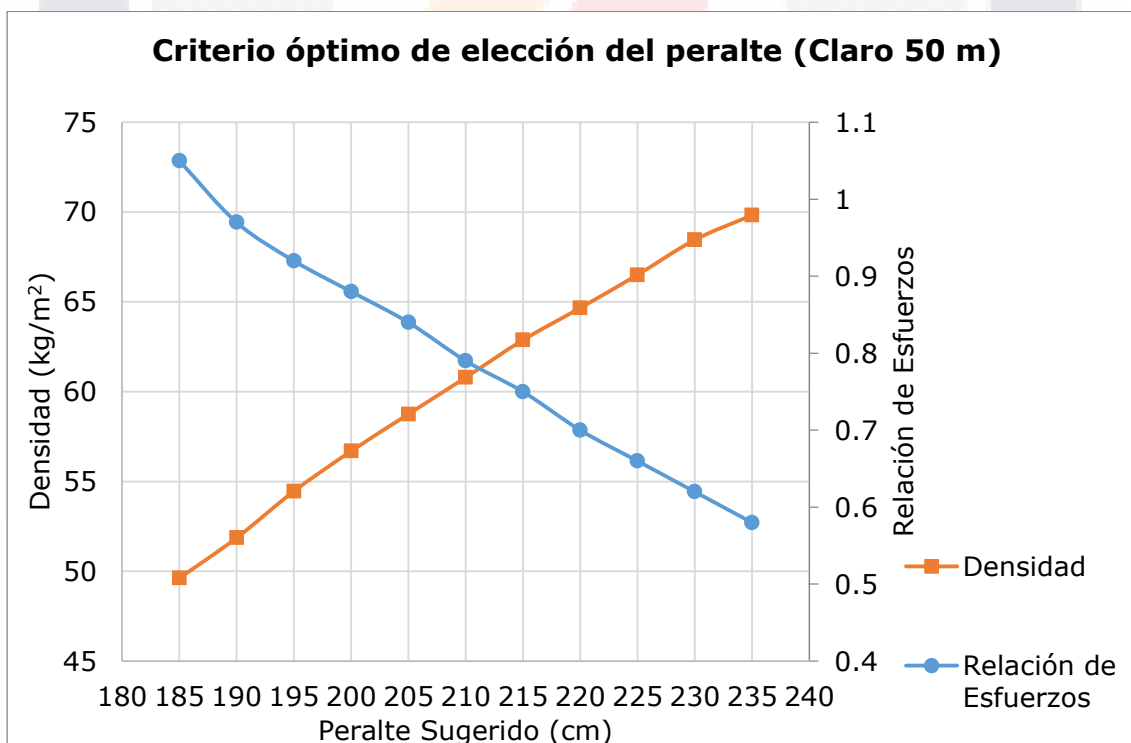


Figura 35. Gráfico relación resistencia densidad de marco rígido con viga de sección comercial para claro de 50m (**50m/2.11m=23.69**).

De acuerdo al comportamiento observado, se llega a la conclusión de que en general, la relación óptima de para elegir peralte con respecto al claro, se encuentra entre $h/22$ y $h/23$, teniendo las limitaciones en el uso de perfiles comerciales y haciendo la observación de que, para vigas de 3 placas, se debe tener cuidado cuando se elijan grandes peraltes, ya que se deberá revisar la esbeltez local.



Figura 36. Cubierta de Sección IPR para Muestra 5 (40X65 m).

Relación de Áreas (patines y alma)

Para el pre dimensionamiento de patines y alma se comenzó con los límites propuestos por el AISC de acuerdo a las tablas B4.1 (AISC 2010), y se tomaron las áreas de las vigas cuya relación de esfuerzos está dentro del rango de 0.85 a 1. La gráfica se anexa a continuación:

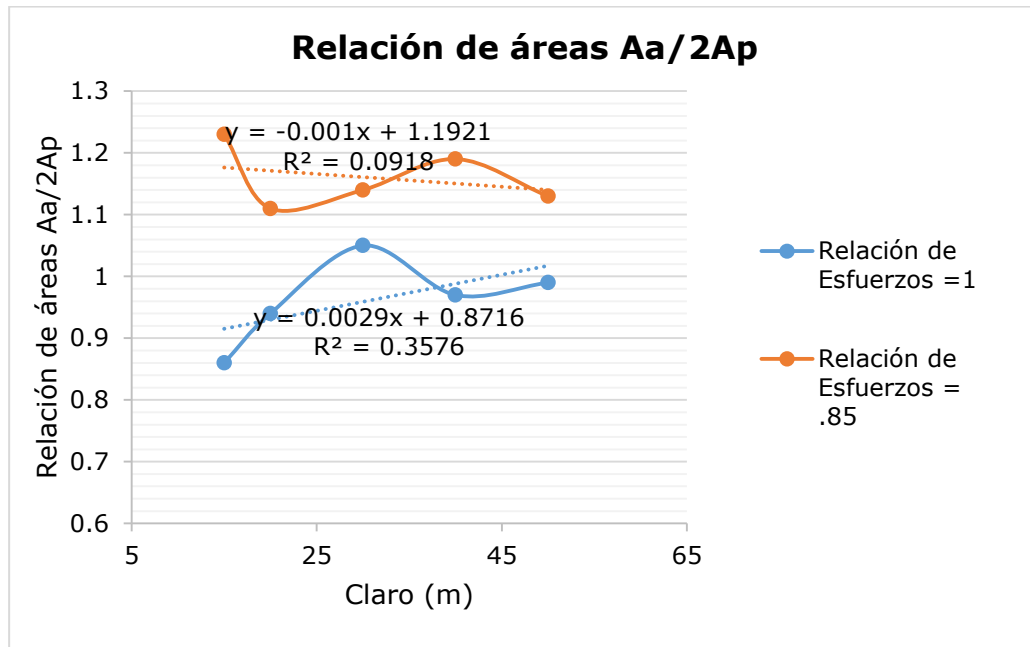


Figura 37. Gráfico de relación de áreas para vigas IPR.

Se observó que la relación óptima para las áreas de los dos patines y del alma oscila de 0.9 a 1.15, por lo que se llegó a la conclusión que para considerar la sección óptima se debe cumplir la condición de áreas $Aa=2Ap$.

Se puede elevar hasta 1.2 para obtener relaciones de esfuerzo del orden de .85 para tener un factor de seguridad mayor.

Eficiencia en vigas

Para el caso de marcos con vigas IPR, este parámetro no forma parte de los alcances del trabajo, ya que el aprovechamiento del material está dado por el diagrama de momentos y para una mayor eficiencia los espesores de alma y patines deberán variar de acuerdo a la magnitud del diagrama de momentos y cortante. Esto resultaría en un proceso constructivo diferente por lo que en este trabajo se deja de lado.

Armaduras

Para las armaduras se realizó un proceso más largo ya que intervienen más variables para su dimensionamiento, como lo son la forma, el peralte y el área de las cuerdas.

Forma de armadura

Para la elección de la forma se compararon las densidades de cada configuración analizada para comprobar cuál forma arroja el mejor desempeño.

Como ya se mencionó para a las armaduras se tomaron cuatro configuraciones tipológicas de armaduras: Pratt, Howe, Warren y Fink.

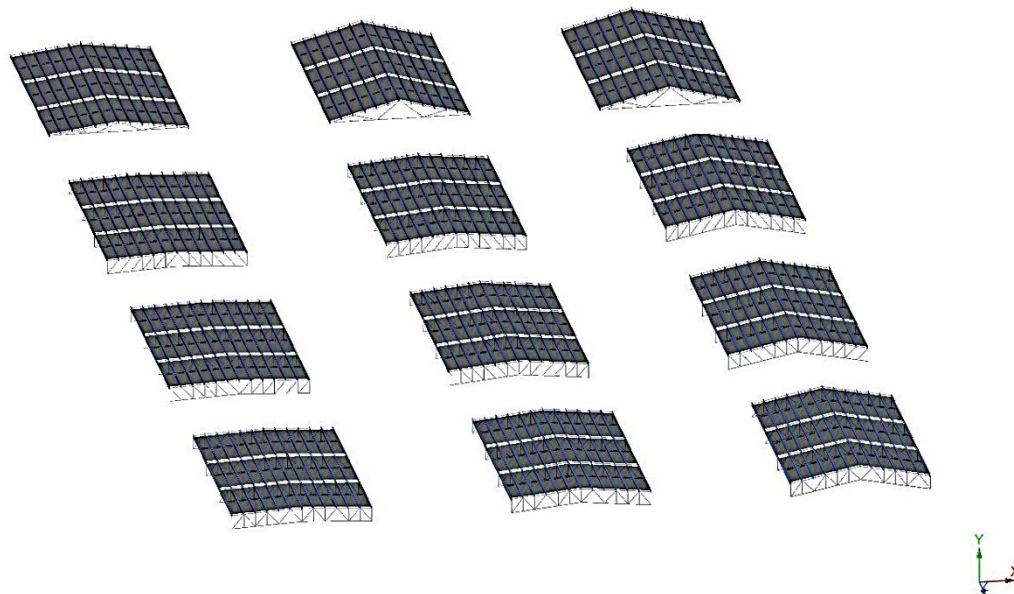


Figura 38. Modelos de las diferentes configuraciones de armaduras para la Muestra 1.

Se muestran a continuación los resultados de las formas de armaduras analizadas, donde se compararon la densidad de cada tipo de armadura con diferente pendiente.

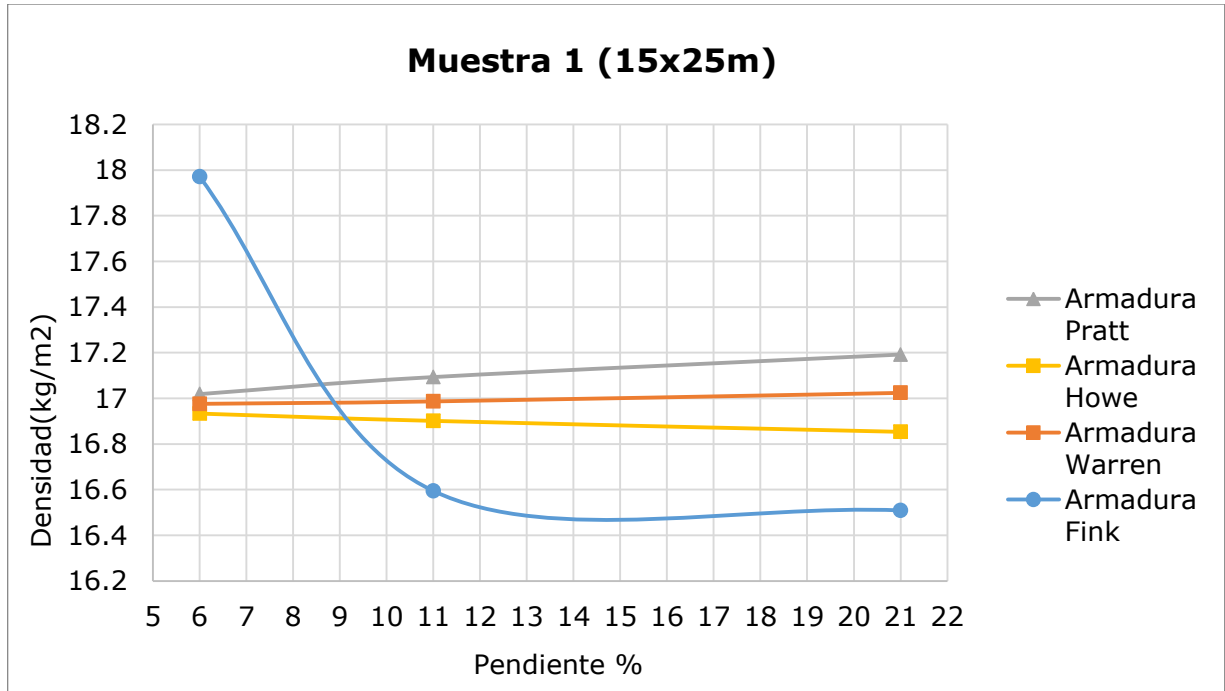


Figura 39. Gráfico densidad pendiente Muestra 1.

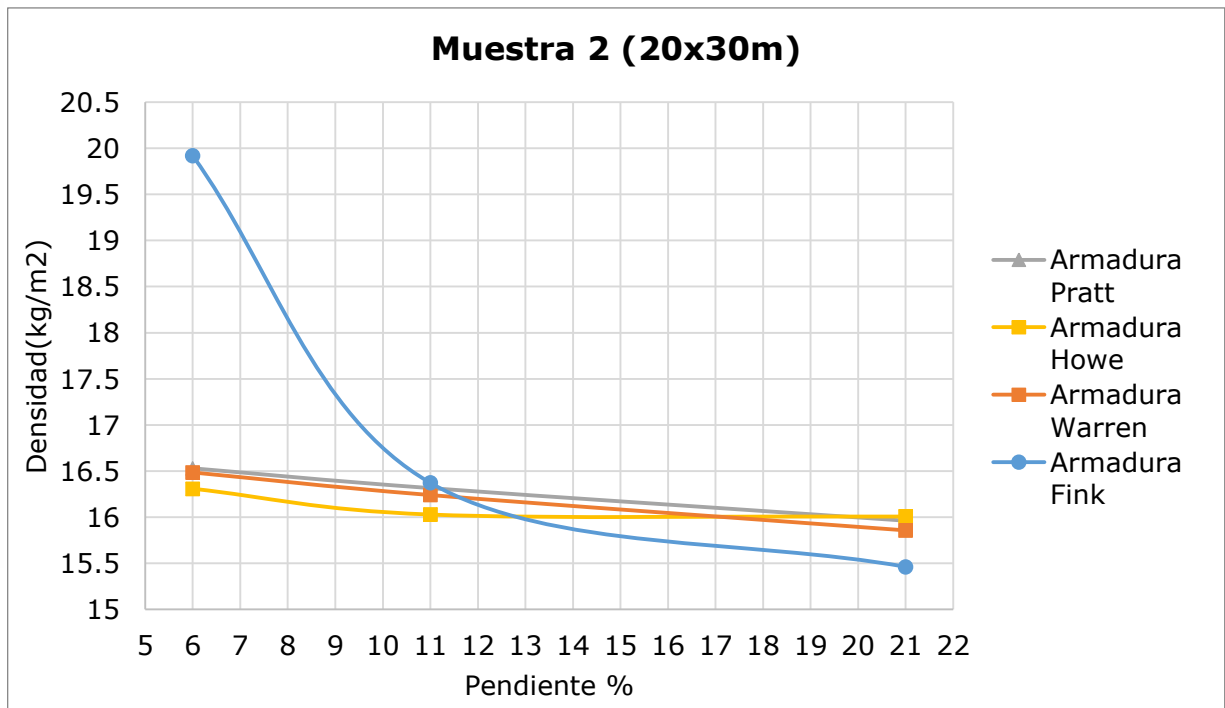


Figura 40. Gráfico densidad pendiente Muestra 2.

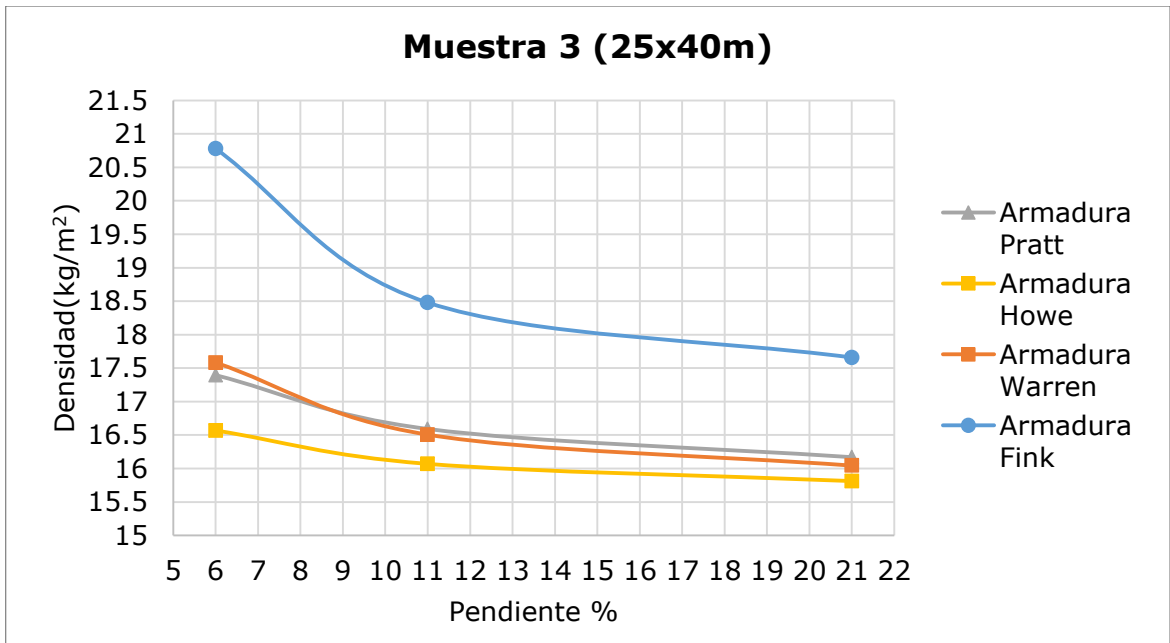


Figura 41. Gráfico densidad pendiente Muestra 3.

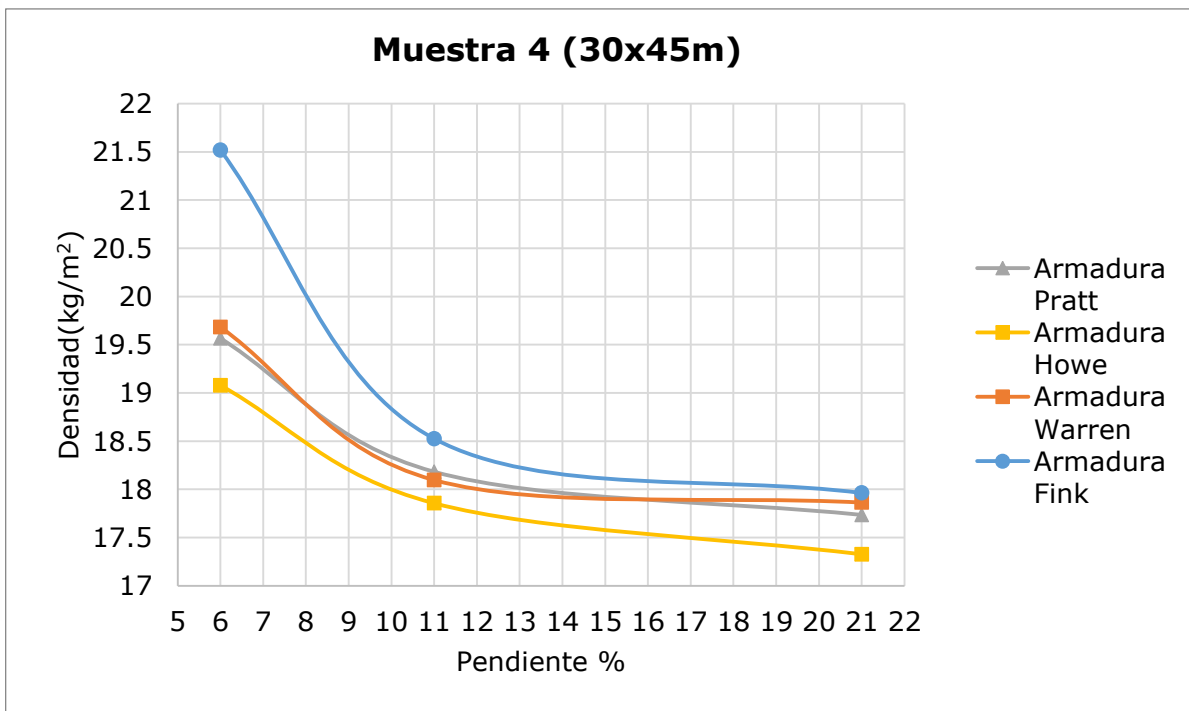


Figura 42. Gráfico densidad pendiente Muestra 4.

Se observó que la armadura Fink requiere de grandes pendientes para ser eficiente, aunque la que presentó un mejor comportamiento sin importar la pendiente fue la Howe, ya que en todas las muestras mostró una menor densidad. Se encontró que la armadura Fink, después de claros de 25mts, el peso comenzó a aumentar superando incluso a los otros tipos.

No obstante las diferencias en densidad no variaron en gran porcentaje, hay que tener en cuenta que, cuando se habla de costo, cualquier variación es importante en la reducción del mismo.

Con lo visto anteriormente, se sugiere trabajar con pendientes del orden del 11%, ya que presentan una baja densidad y el espacio que ocupan no es tan grande a diferencia si se tuvieran pendientes más grandes.

Utilizando la pendiente recomendada se comparan nuevamente las muestras.

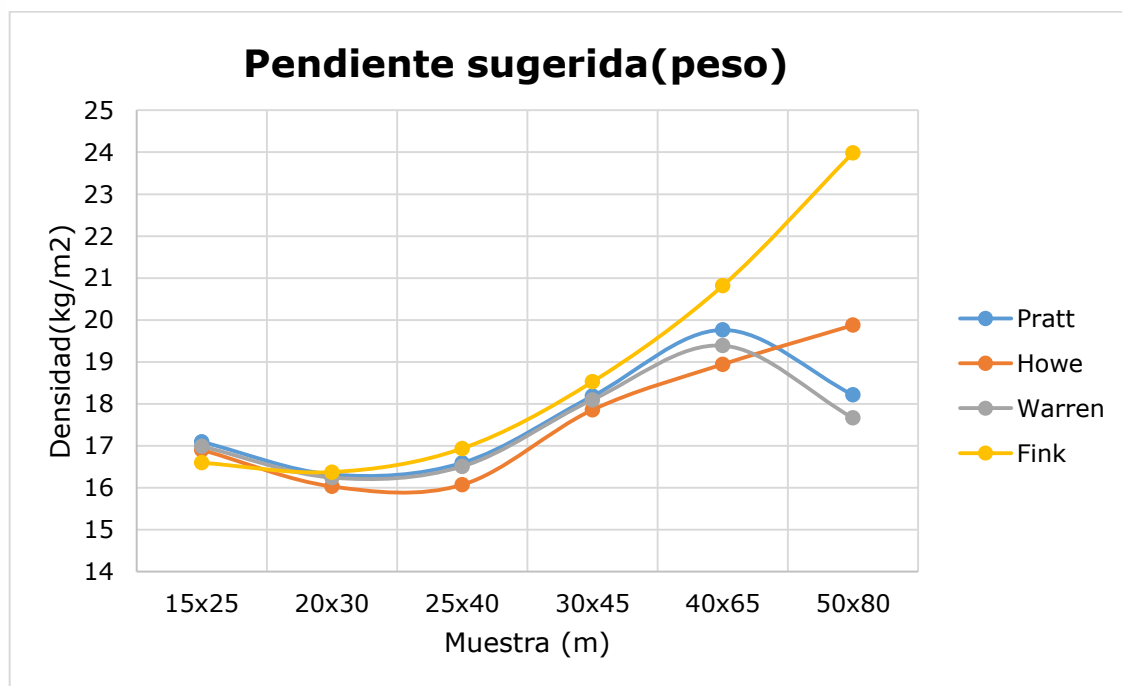


Figura 43. Gráfico densidad de las Muestras para la pendiente recomendada.

Con lo anterior se concluye que la mejor configuración en lo que respecta a la menor densidad es el tipo Howe.

Una ventaja que presenta la armadura Fink es que en claros medios resulta más ligera; en contraparte, el espacio que ocupa es mayor que el de las armaduras de cuerdas paralelas. Además, para pendientes pequeñas, la densidad se eleva, pues sus elementos presentan flexión, haciendo que se necesiten elementos más robustos.

Una vez que se encontró la armadura que presenta la menor densidad se continuó a evaluar la flecha, un parámetro de servicio que no pareciera que influya en el costo pero que al final muchas veces acaba rigiendo el diseño.

Como se hizo para la densidad se compararon todas las muestras de acuerdo a la pendiente de cada una.

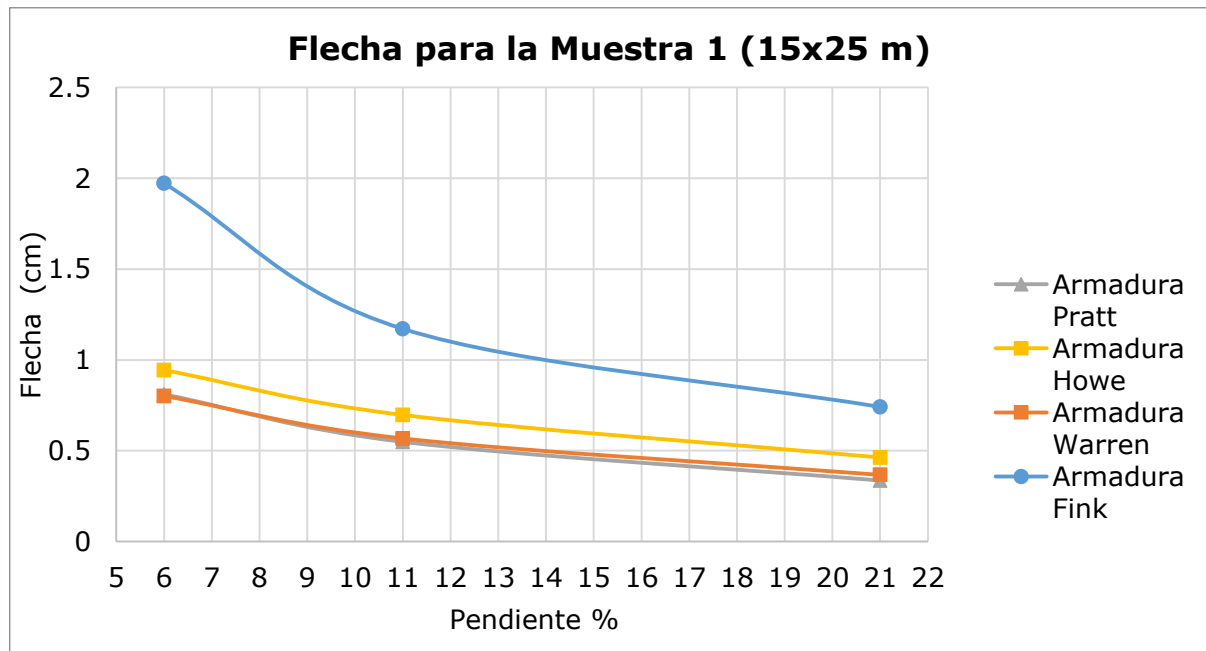


Figura 44. Flechas para todas las formas de armaduras Muestra 1.

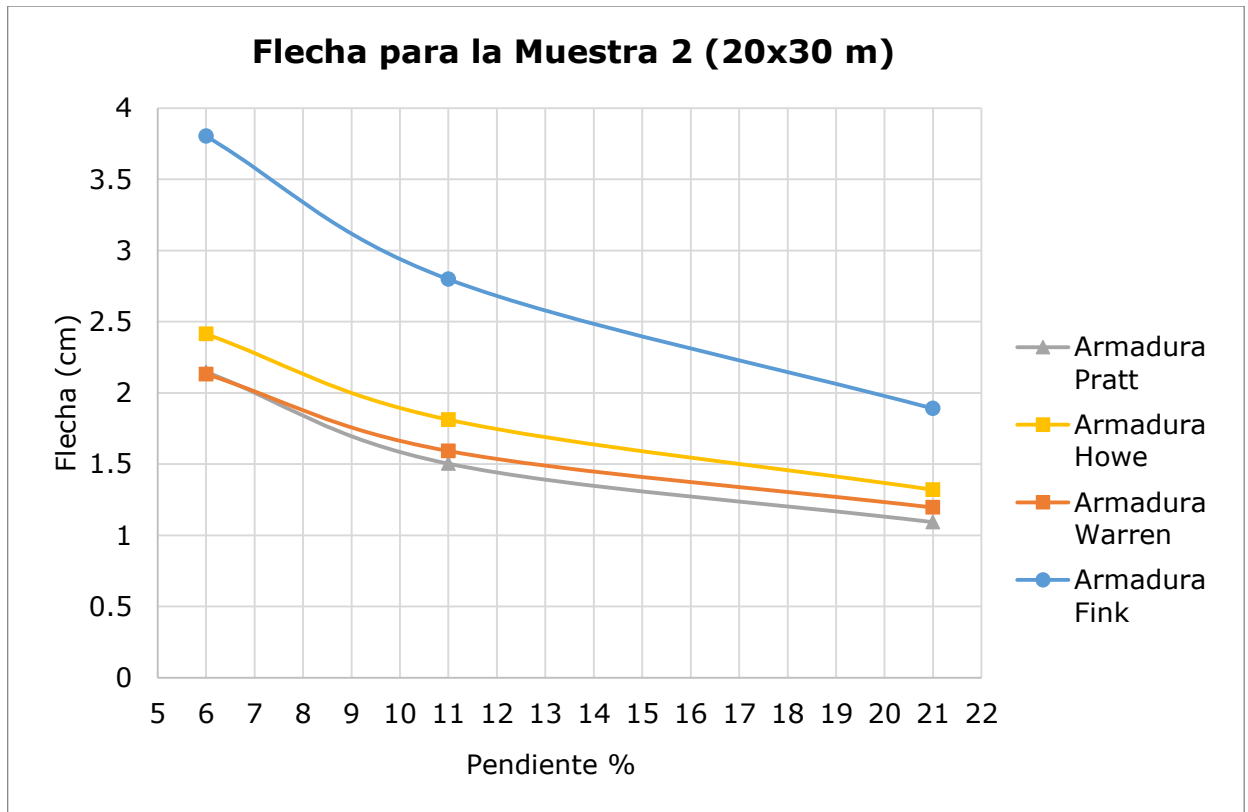


Figura 45. Flecha para todas las formas de armaduras Muestra 2.

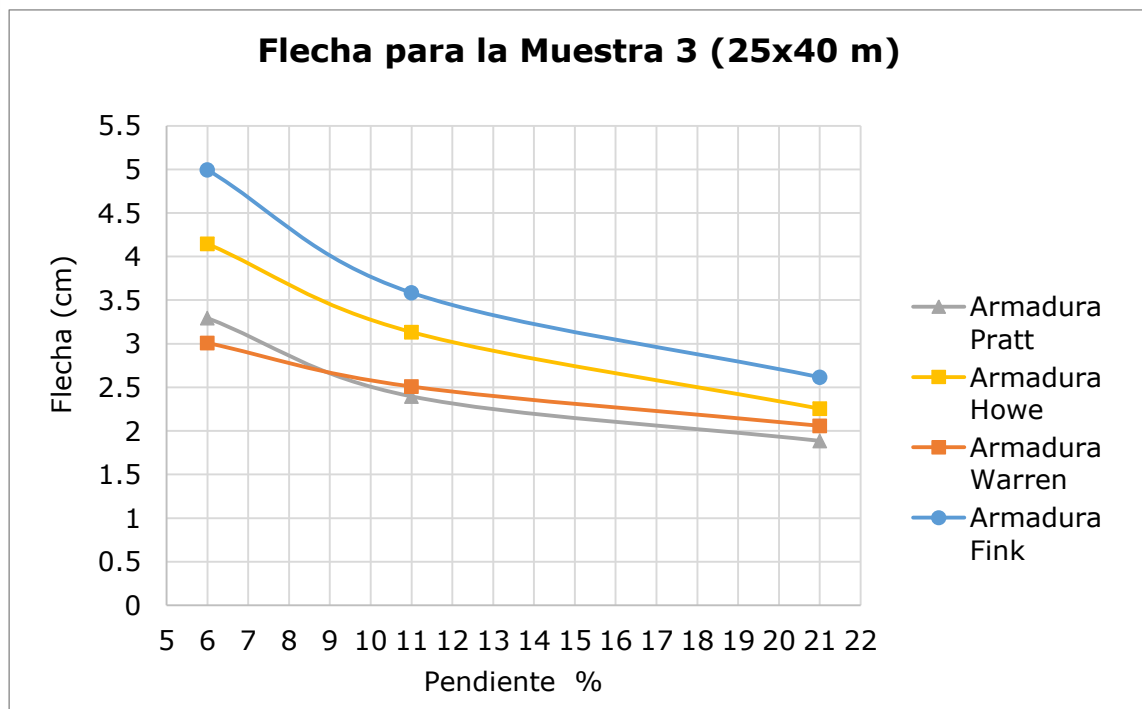


Figura 46. Flecha para todas las formas de armaduras Muestra 3.

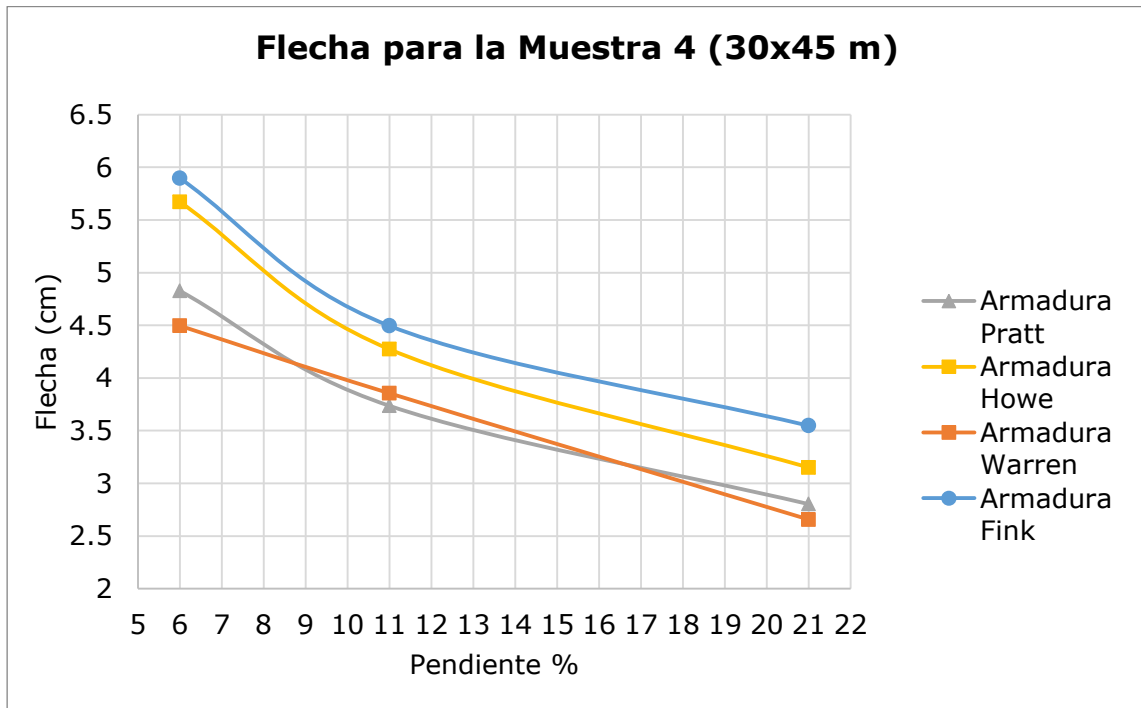


Figura 47. Flechas para todas las formas de armaduras Muestra 4.

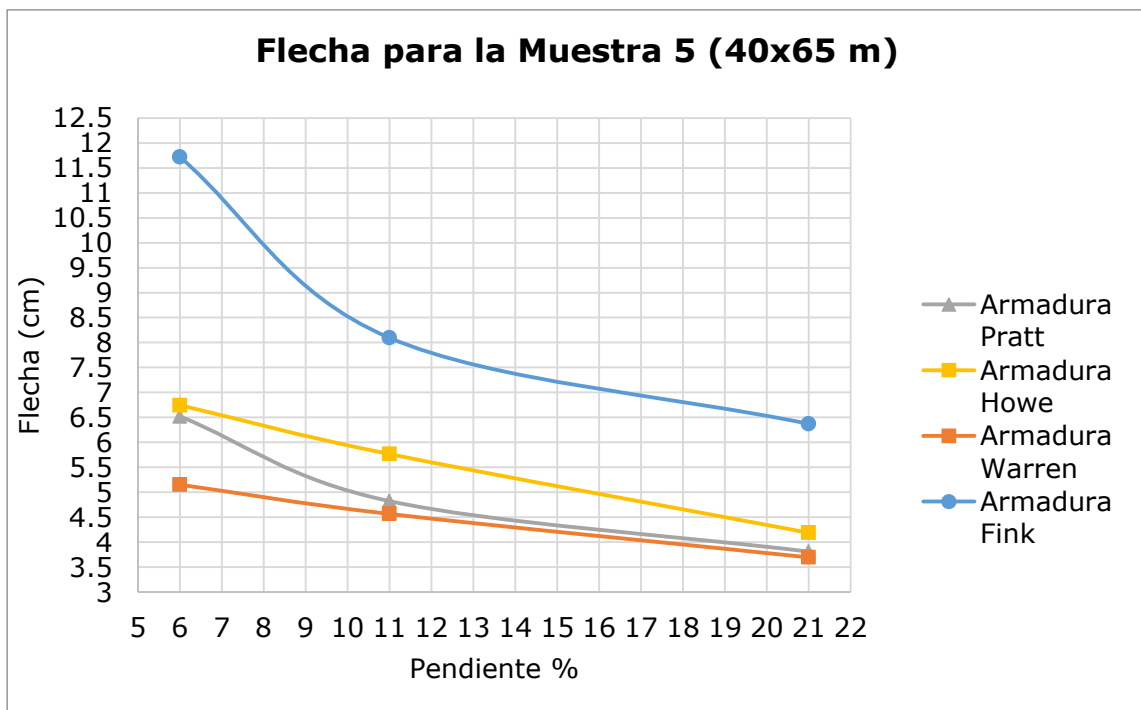


Figura 48. Flechas para todas las formas de armaduras Muestra 5.

Se observó que, a mayor pendiente menor flecha, esto sin importar la forma, debido a que se tienen menos cargas.

La armadura con mejor comportamiento en cuanto a flechas: Pratt (aunque no existe gran diferencia en cuanto a las demás tipologías de cuerdas paralelas, aproximadamente 8-12%).

La Warren para claros mayores de 30 m es la que presentó menor Flecha.

De igual manera, para claros mayores de 30 m, la armadura Fink presentó flechas mayores que las permitidas, por la especificación, lo que requeriría de un sobredimensionamiento por resistencia.

Cabe señalar que todas las armaduras analizadas se encontraron en el rango de 0.85 a 1 en relación de esfuerzos.

Para la pendiente recomendada las flechas que se tienen se muestran en la figura 46.

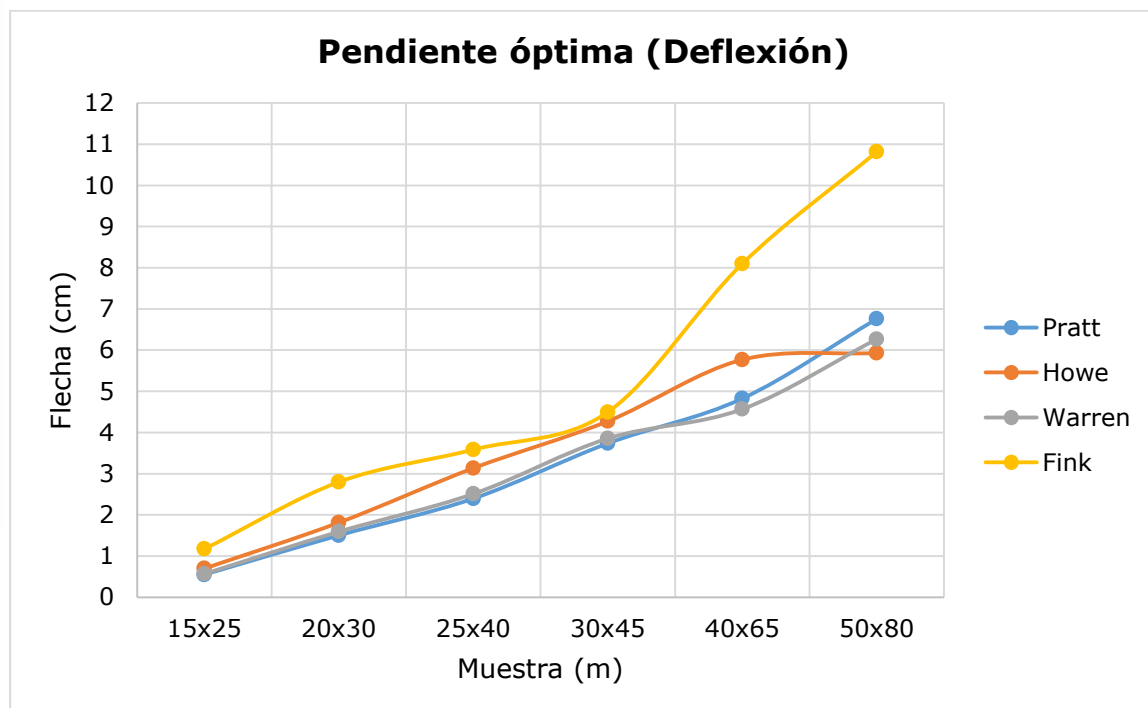


Figura 49. Gráfico comparativo de las flechas.

Eficiencia en armaduras

Otro de los aspectos que se analizó para las armaduras fue el aprovechamiento de la resistencia de las barras. Éste claramente está condicionado por la cantidad de material que se necesita para satisfacer las configuraciones geométricas y estructurales de cada cubierta, así como las dimensiones de las barras, espesores y número de elementos necesarios, pero sobre todo por las solicitaciones que recaen sobre ella.

Utilizando el dimensionado y las configuraciones descritas en apartados anteriores se obtuvo los siguientes resultados en cuanto al aprovechamiento estructural de la cubierta.

Los resultados muestran el porcentaje de elementos y la relación de esfuerzos a la que se encuentran, lo cual nos da una idea de la cantidad de material empleado y su aprovechamiento. Además, este resultado nos ayudó para realizar un análisis de aprovechamiento general de cada cubierta.

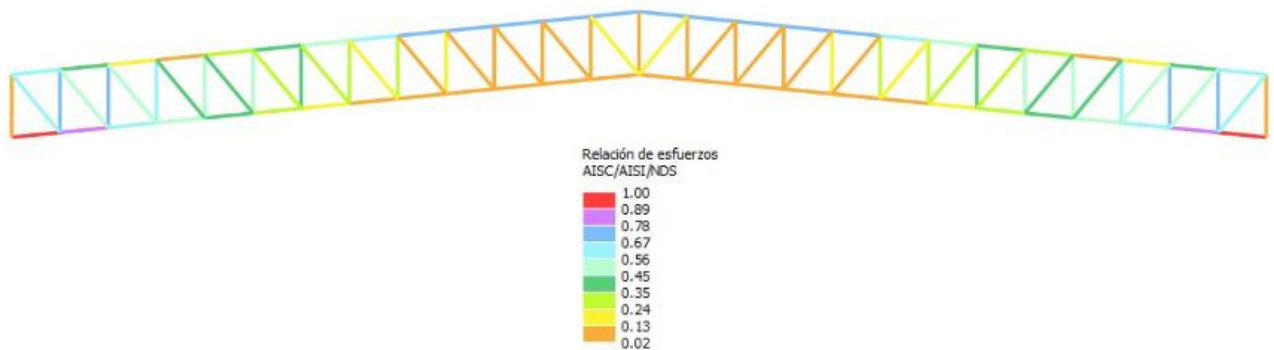


Figura 50. Relación de esfuerzos para armadura Tipo Howe Muestra 4.

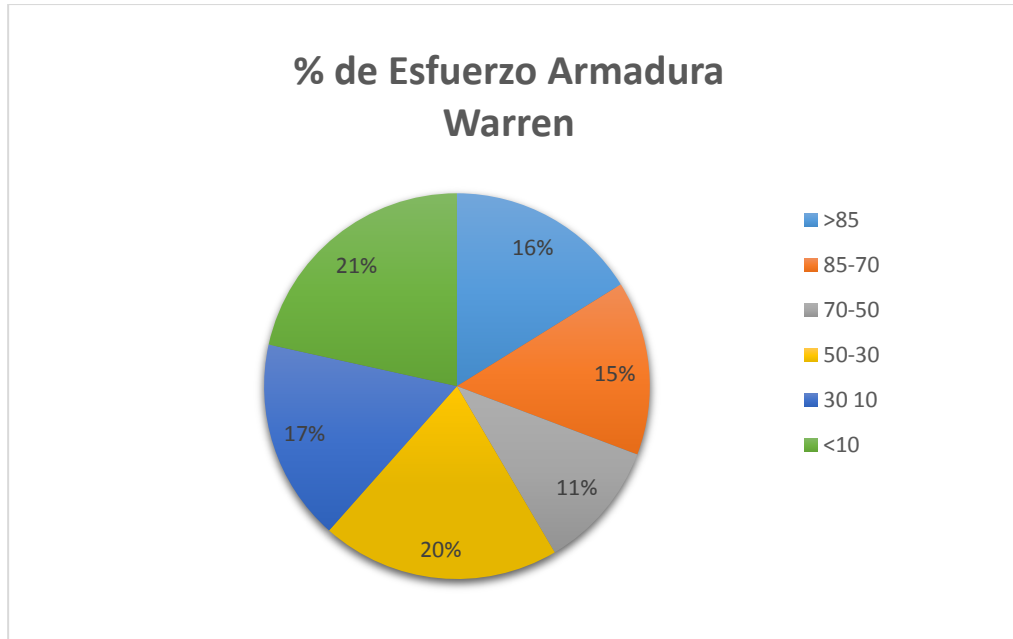


Figura 51. Gráfica % de aprovechamiento de las barras de la forma Warren.

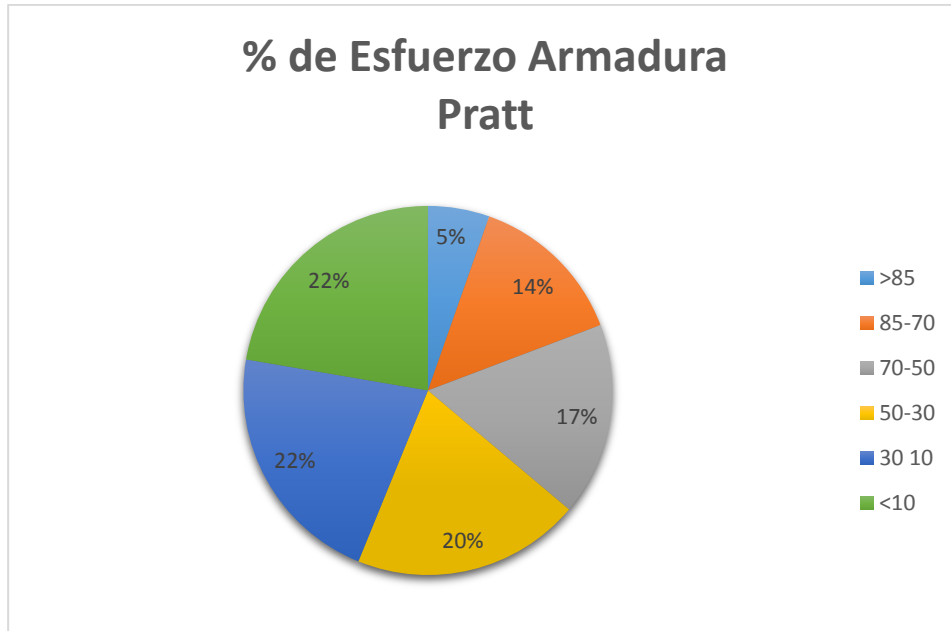


Figura 52. Gráfica % de aprovechamiento de las barras de la forma Pratt.

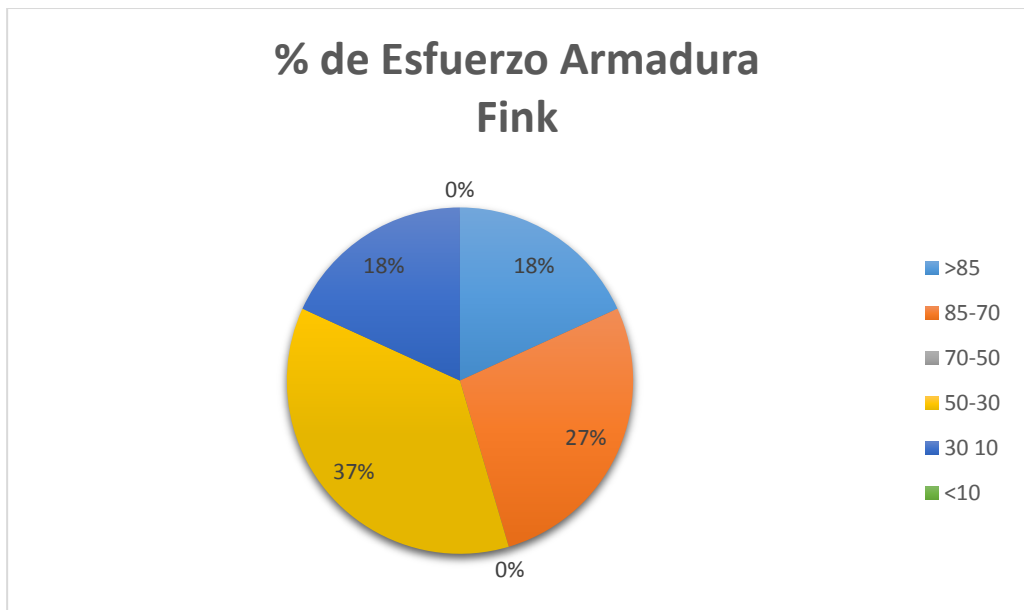


Figura 53. Gráfica % de aprovechamiento de las barras de la forma Fink.

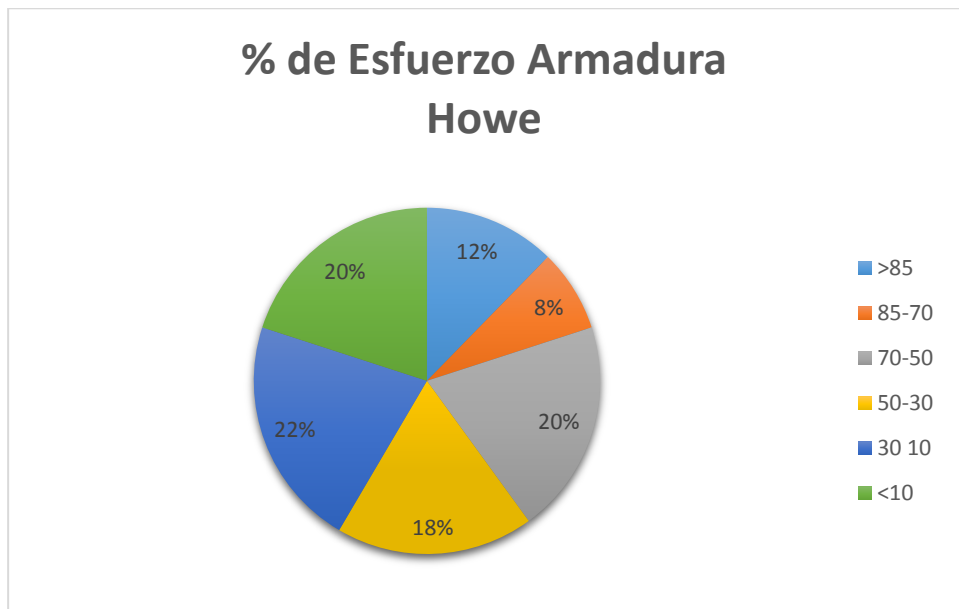


Figura 54. Gráfica % de aprovechamiento de las barras de la forma Howe.

Mediante este análisis se observó que los tipos de armaduras que mejor aprovechan la distribución de barras son la Warren y la Fink, ya que gran parte de sus elementos presentaron relaciones de esfuerzos mayores del 50% (62% y 58% respectivamente).

Todos los tipos en general presentaron alrededor del 20% de los elementos con relación de esfuerzo menor de 0.1, lo que significa que esas barras no trabajan de manera eficiente, esto debido en algunos casos a que se emplearon las secciones comerciales más pequeñas y no trabajan a toda su capacidad.

Peralte

Con la forma seleccionada el siguiente parámetro que se buscó fue el peralte que, al igual que para las vigas de sección comercial, se partió del estado del arte que sugiere $h/14$ - $h/22$.

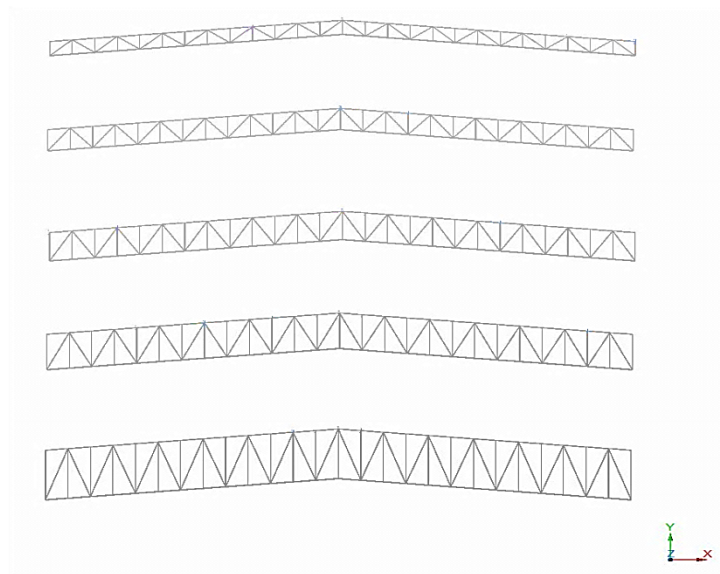


Figura 55. Modelos armadura Warren diversos peraltes Muestra 4 (30x45m).

Se hizo la misma suposición que para las vigas donde buscamos la intersección de la curva de densidad y la de resistencia dada por la relación de esfuerzos.

El análisis se elaboró con la forma Warren, ya que del análisis previo es la que mejor porcentaje de aprovechamiento tiene en comparación con las demás configuraciones de armaduras. La recomendación no debe presentar cambios significantes para las demás armaduras, ya que se observó que el comportamiento es similar.

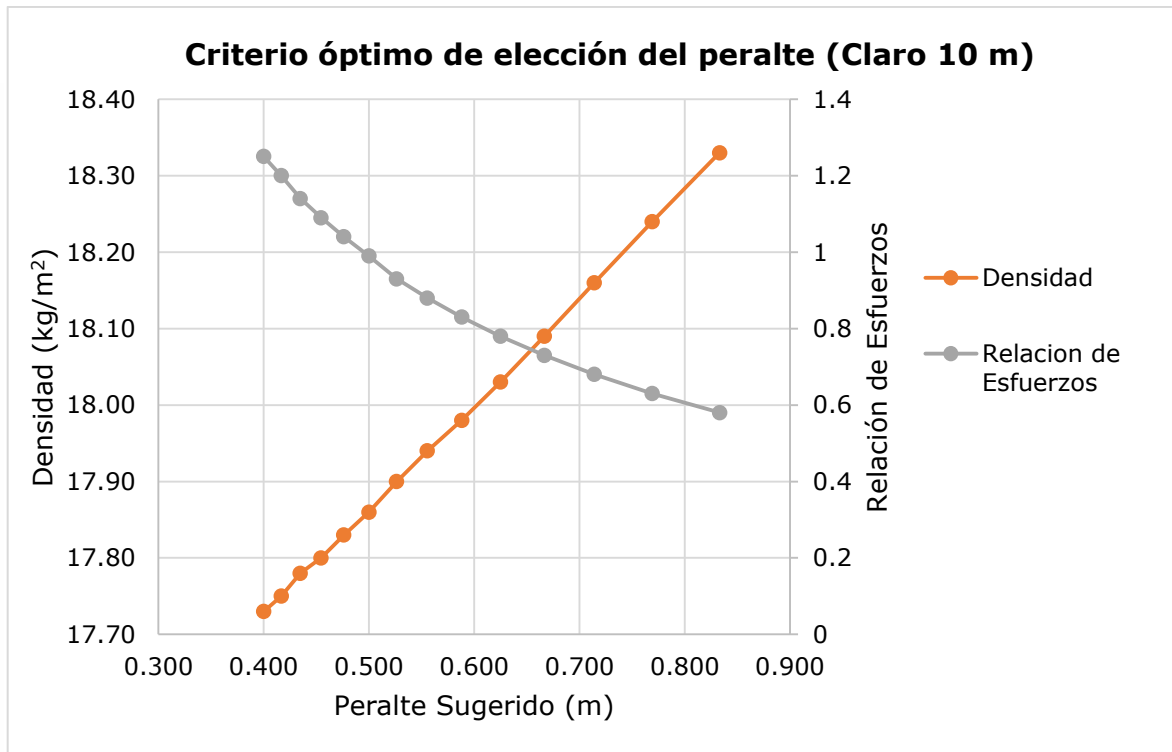


Figura 56. Gráfico relación entre la resistencia y densidad de marco rígido con armaduras para claro de 10m (**10m/0.65m=15.40**).

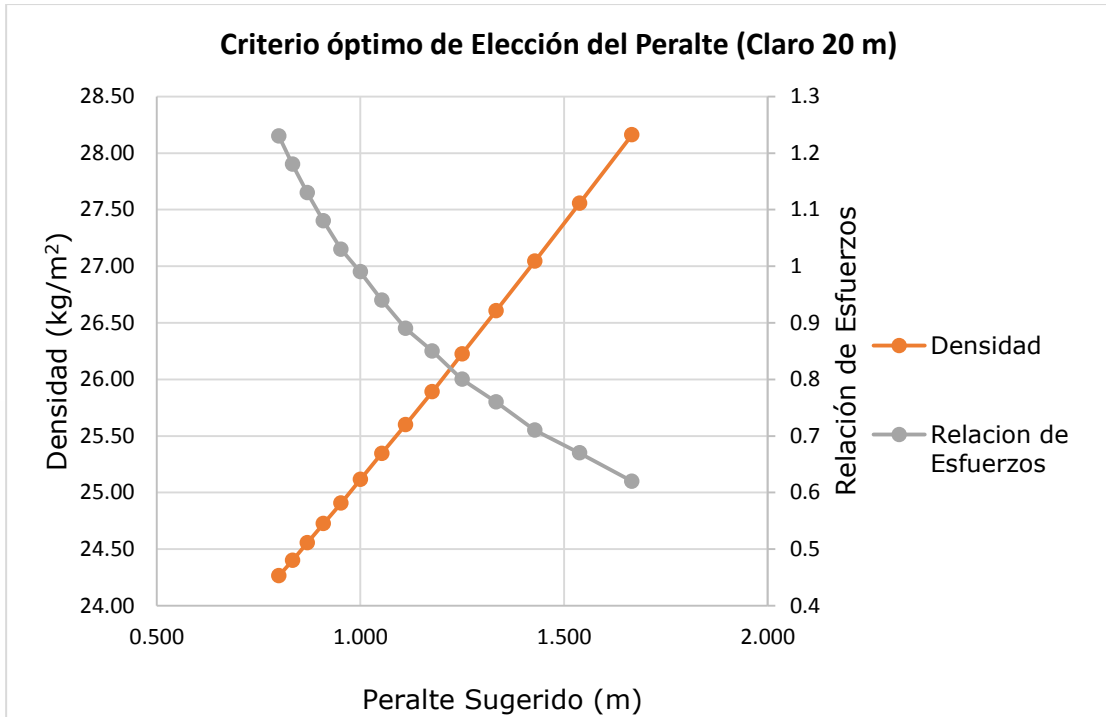


Figura 57. Gráfico relación entre la resistencia y densidad de marco rígido con armaduras para claro de 20m (**20m/1.3m=15.38**).

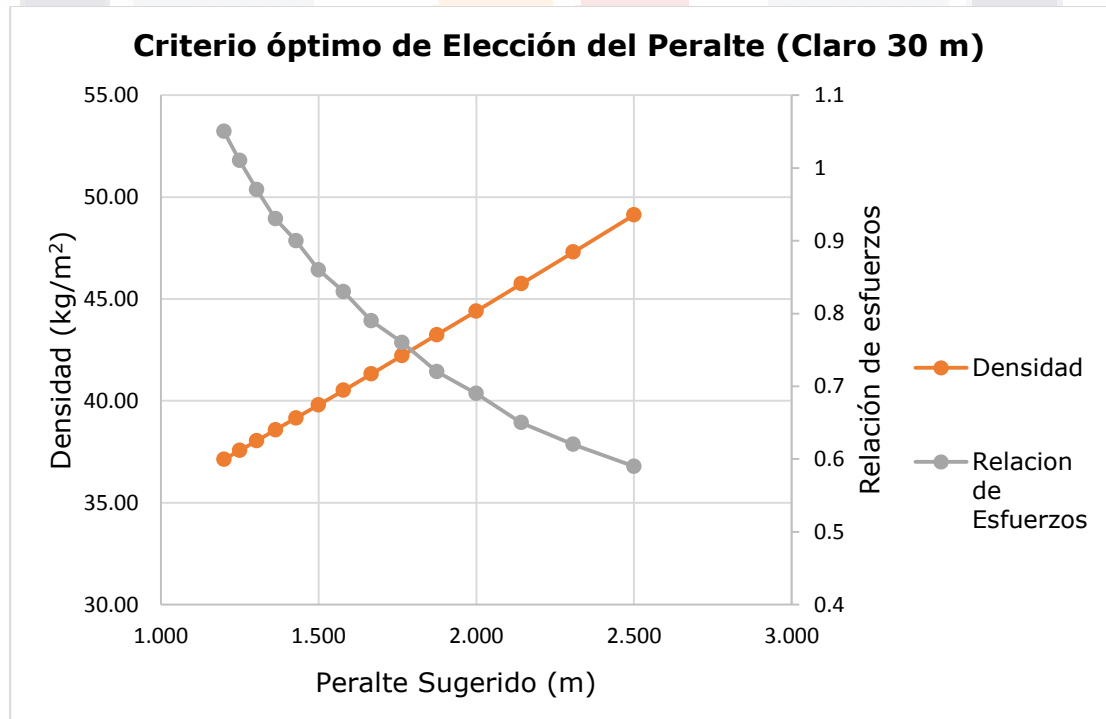


Figura 58. Gráfico relación entre la resistencia y densidad de marco rígido con armaduras para claro de 30m (**30m/1.78m=16.85**).

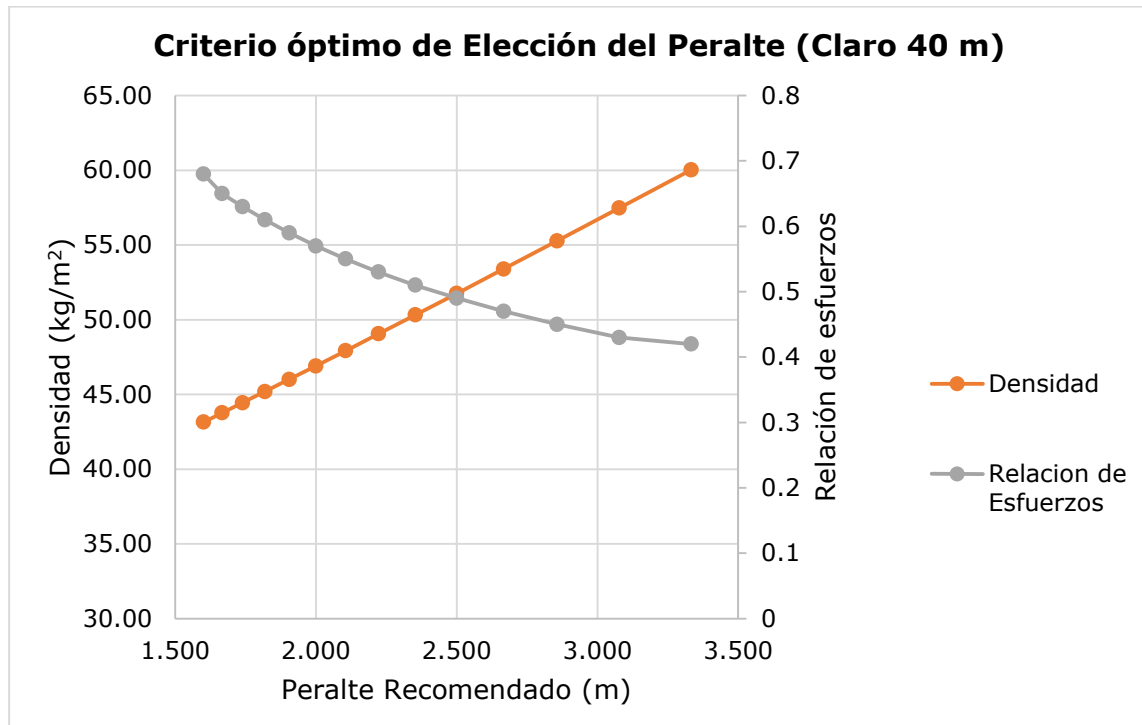


Figura 59. Gráfico relación entre la resistencia y densidad de marco rígido con armaduras para claro de 40m (**40m/2.5m=16**).

Con lo observado en los resultados obtenidos, se encontró que el peralte más adecuado de acuerdo a los parámetros discriminantes de resistencia y densidad es de $h/15$ y $h/16$ de acuerdo al incremento en el claro.

Área de cuerdas para armaduras

Por último, para completar el proceso de pre dimensionamiento de armaduras, se aproximó el área de acero que deben de tener las cuerdas superior e inferior de las armaduras. Teniendo la forma y el peralte de la armadura, se realizaron diversos modelos con diferentes áreas, buscando la que diera la relación de esfuerzos entre .85 y 1, rango óptimo de trabajo de una estructura.

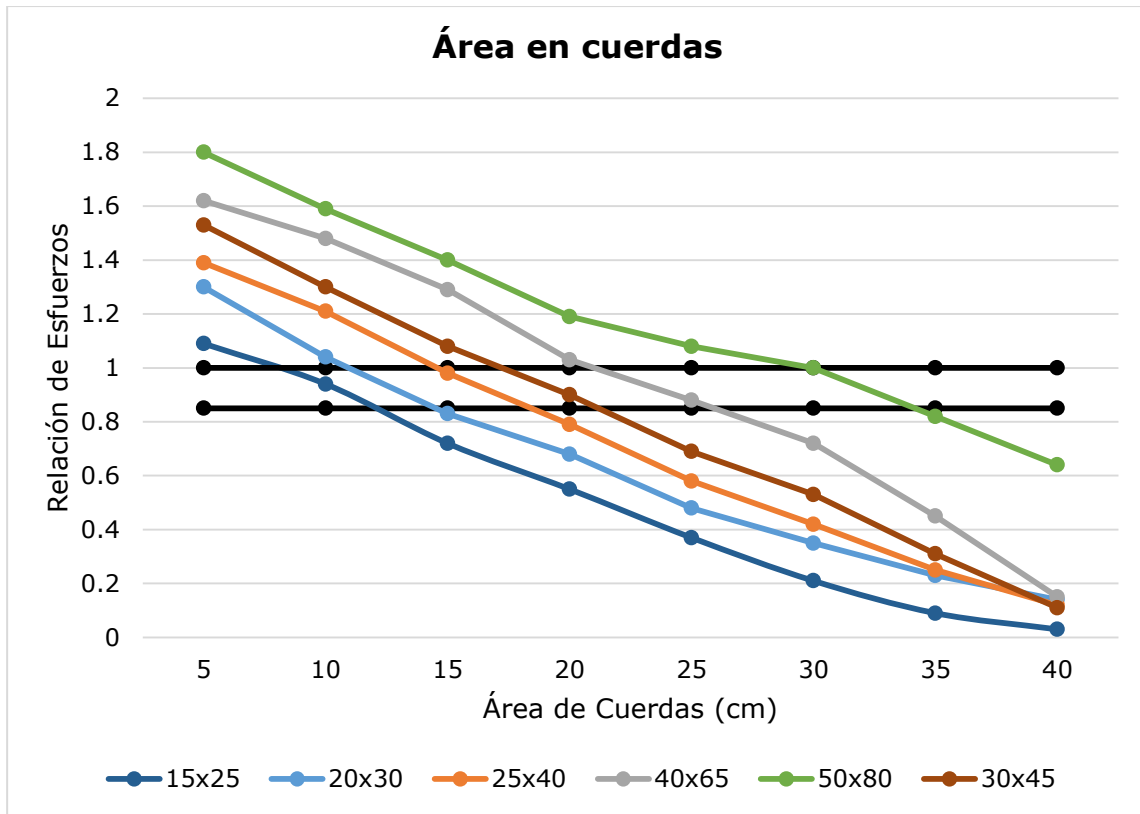


Figura 60. Área de las cuerdas para todas las muestras con el peralte recomendado.

El área se expresó en un porcentaje del peralte inicial de las armaduras y, según los resultados obtenidos, se propone que puede ser un 10% del peralte, aunque se aprecia visiblemente que este oscila entre 7 y 13% del mismo.

Así, con lo anterior se completó el pre dimensionamiento de la solución de armaduras, y se remarca que el porcentaje de área es igual para todas las configuraciones analizadas.

SELECCIÓN DE SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

Ya que el estudio trata de la elección del mejor sistema estructural, un factor importante a la hora de realizar esta decisión es el peso, ya que está directamente relacionado con el costo. El costo está condicionado por la cantidad de material que se necesita para cumplir con los parámetros

geométricos y estructurales de cada cubierta, así como las dimensiones de los elementos espesores y número de elementos necesarios.

Para realizar esta comparación se tomó la sección más óptima de cada sistema de acuerdo a los resultados obtenidos anteriormente, todo para todas las muestras propuestas.

Obteniendo los siguientes resultados:

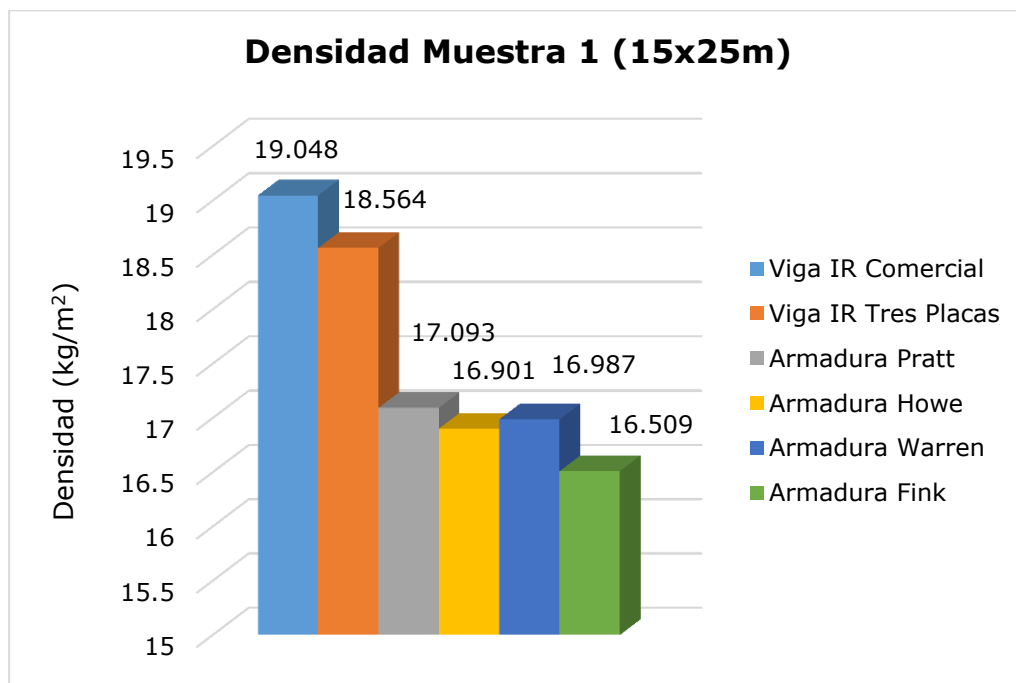


Figura 61. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 1.

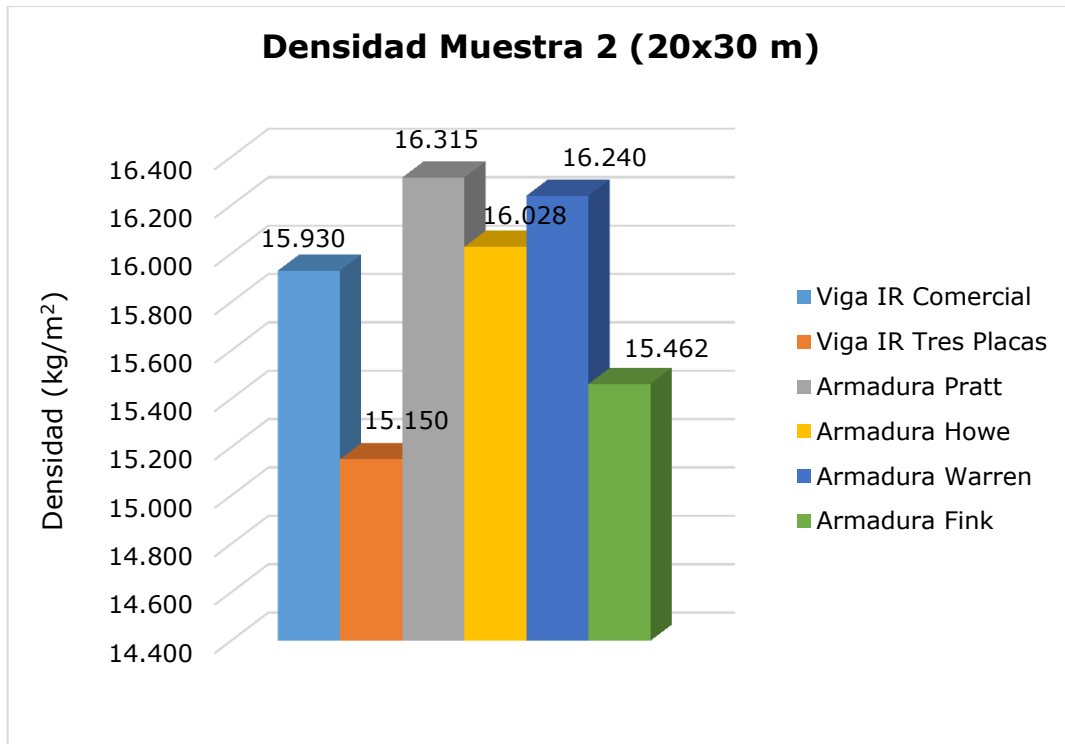


Figura 62. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 2.

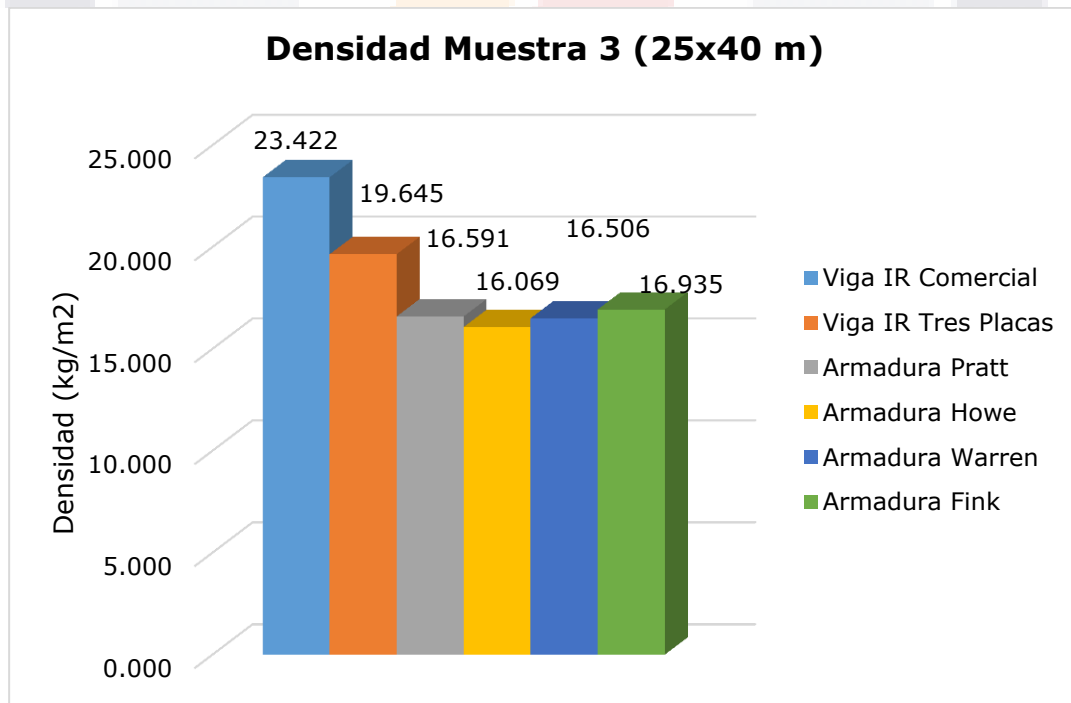


Figura 63. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 3.

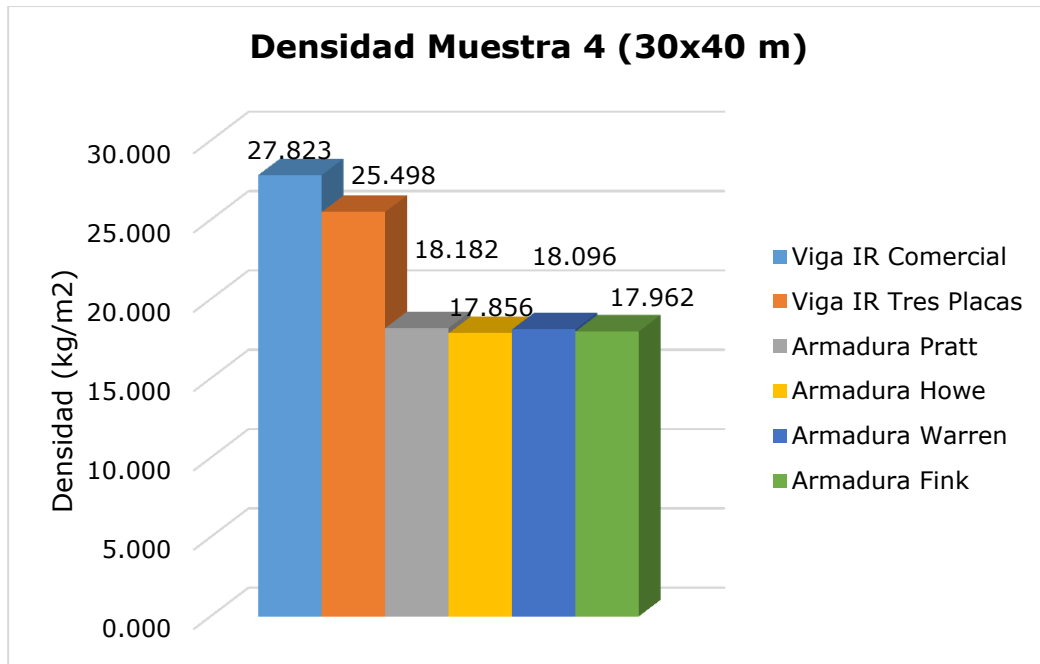


Figura 64. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 4.

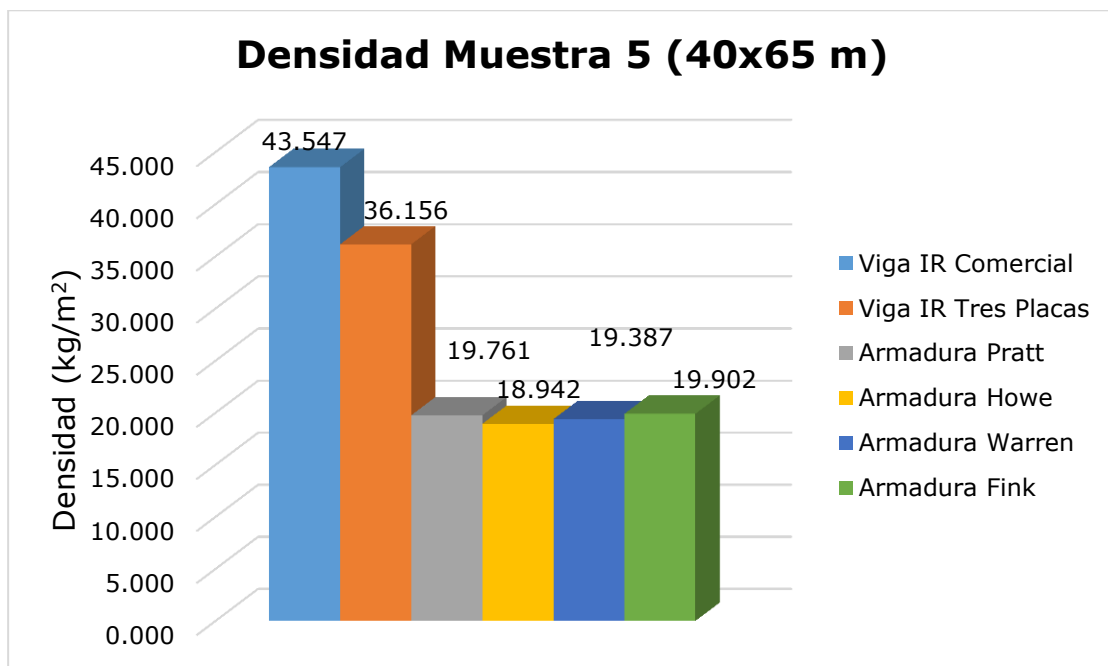


Figura 65. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 5.

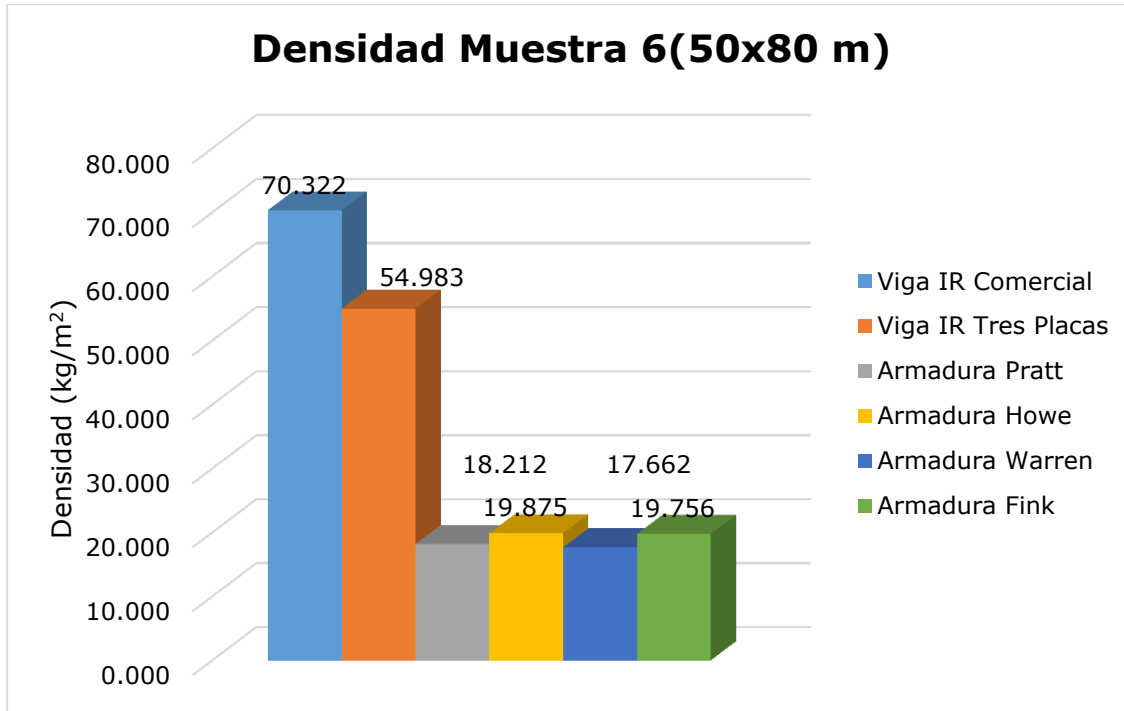


Figura 66. Gráfico densidades de los sistemas estructurales para la muestra 6.

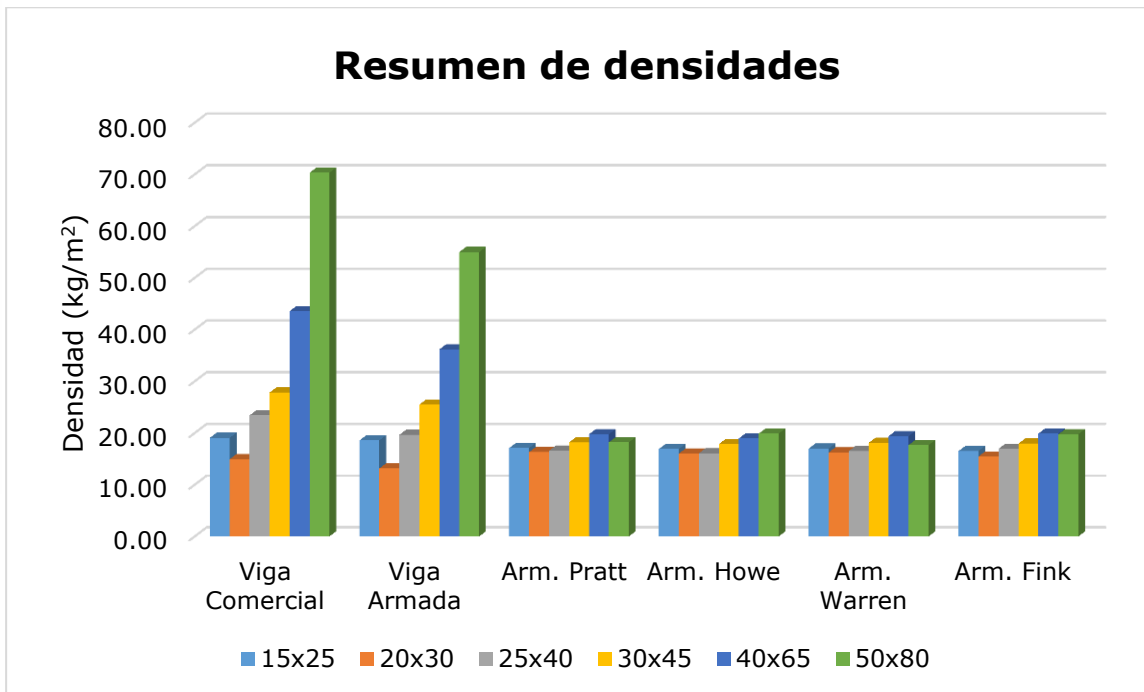


Figura 67. Resumen de densidades por sistema.

Se encontró que la densidad de todas las muestras en general oscila entre los 15 y 25 kg/m² sin importar el sistema empleado, por lo que se propone este rango como la densidad óptima para este tipo de estructuras, teniendo la excepción de las vigas que incrementan su densidad considerablemente a partir de los 30mts, por lo que se limita su uso hasta ese rango.

También se encontró una variación de peso para la muestra dos donde las vigas resultan con la menor densidad.

Otro de los aspectos sobre los que se centró el estudio fue el análisis de las flechas en los elementos más críticos de la estructura principal de cubierta de cada uno de los distintos sistemas estudiados. Se muestran a continuación los resultados obtenidos en forma de tablas con la flecha máxima de cada tipología acompañada de una grafica donde se observa su evolución en comparación con el claro.

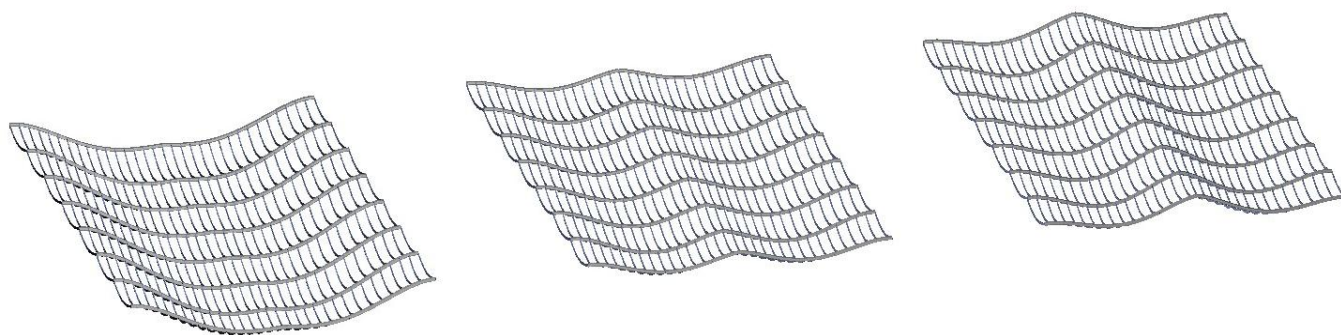


Figura 68. Sistema de soporte de cubierta a base de secciones comerciales deformado para la Muestra 5 con distintas pendientes.

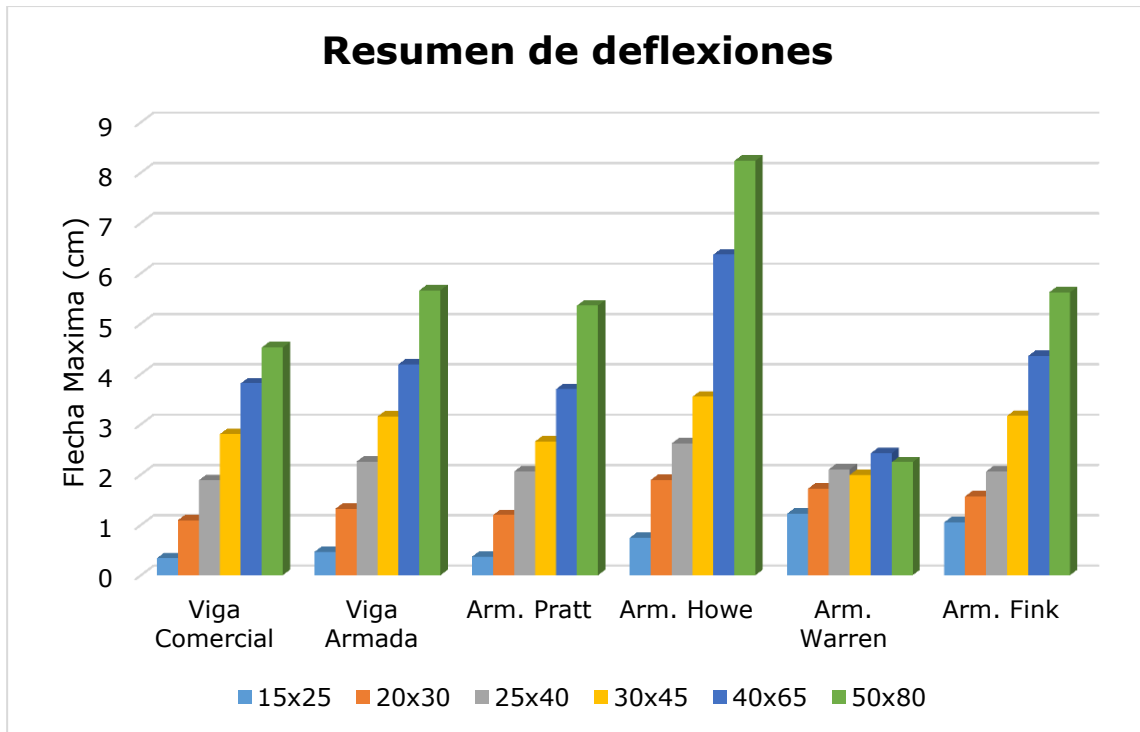


Figura 69. Resumen de flechas por sistema.

Se concluye, en cuanto a las flechas, que el sistema a elegir es el marco de vigas IR sin importar si son perfiles comerciales o a base de tres placas soldadas. En caso de elegir una armadura se recomienda que sea la Pratt, ya que sus flechas son las menores dentro de las armaduras.

El resumen de los resultados se muestra en el apartado de conclusiones mediante tablas que muestran las recomendaciones obtenidas de dicho estudio.

Para consultar los datos experimentales, estos se encuentran en el apartado de anexos.



CAPÍTULO V VALIDACIÓN DE RESULTADOS



APLICACIÓN

Con los estudios realizados en el capítulo 4 se llegaron a conclusiones como resultado de gráficas y tablas que dan bases para la elección del sistema estructural y ayudan al pre dimensionamiento de las secciones de la estructura principal. Además, definen los intervalos de valores más adecuados para las distintas soluciones estructurales.

El siguiente paso es la aplicación de estas ayudas generadas sobre estructuras más complejas, para dar validez practica a esta metodología de pre diseño.

Con este fin, en este capítulo:

- ◆ Se aplicaron los resultados obtenidos sobre una estructura tridimensional, ya construida al norte de la ciudad.
- ◆ Se revisó una estructura existente tal y como fue construida basándose en los datos de los planos que se tienen, empleando la metodología propuesta en la estructura.

En este análisis si se consideraron todas las condiciones de carga permanentes y accidentales para ver la influencia de las mismas en los resultados.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La nave industrial que se analizó consta de una cubierta hecha a base de lámina KR -18 apoyada sobre elementos tipo montén, los que a su vez se apoyan sobre marcos rígidos formados con perfiles I de sección variable, fabricadas con acero A-36, las que se apoyan a su vez sobre columnas tipo I de acero A-36 de sección variable.

Ubicación



Figura 70. Ubicación de la nave.

La nave objeto de estudio se encuentra ubicada a la salida Norte s/n en San Francisco de los Romo. Aguascalientes.

Parámetros de diseño

Carga muerta total de diseño: 15.85 kg/m^2

Peso propio de elementos de la estructura: El peso de los perfiles es tomado en cuenta en el análisis por perfil.

Carga Viva máxima: 30 kg/m^2

Carga Viva instantánea: 20 kg/m^2

Velocidad Regional de viento: 130 km/hr

Coefficiente Sísmico $C=0.14$

Clasificación de la estructura según su destino: Grupo B

Clasificación de la estructura según su estructuración: Tipo 1

Factor de comportamiento sísmico: $Q = 2.0$

Zona sísmica: B según manual de diseño por sismo de CFE

Carga de granizo: 30 kg/m^2 .

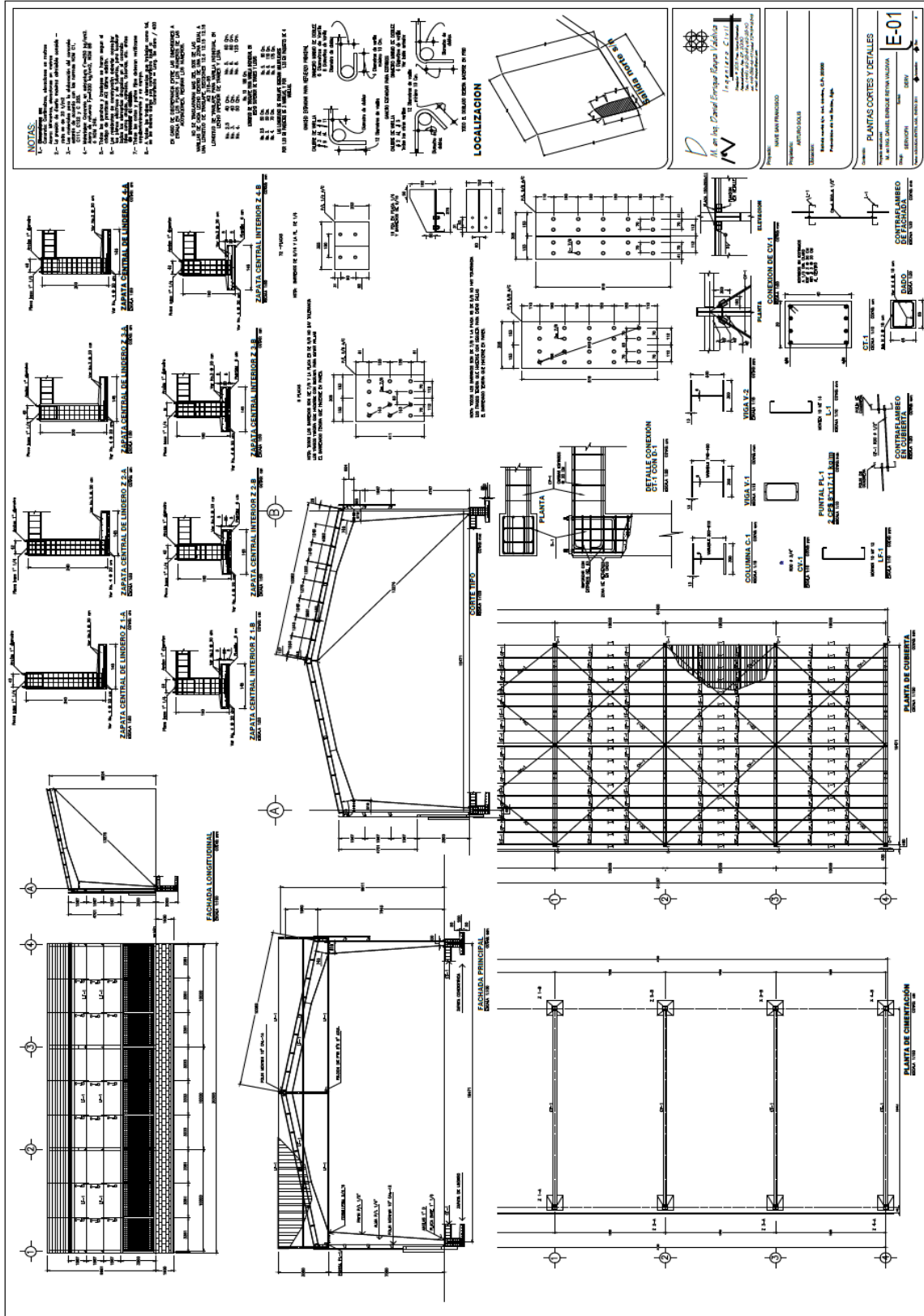


Figura 71. Plano Estructural de la Nave en Estudio.

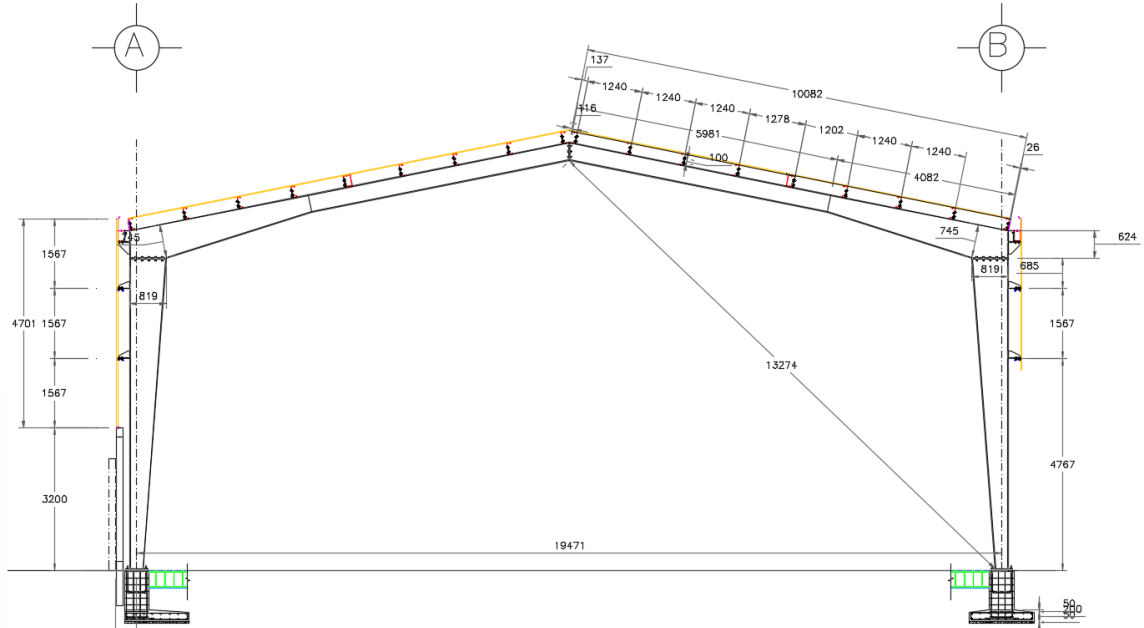


Figura 72. Marco Tipo de la nave.

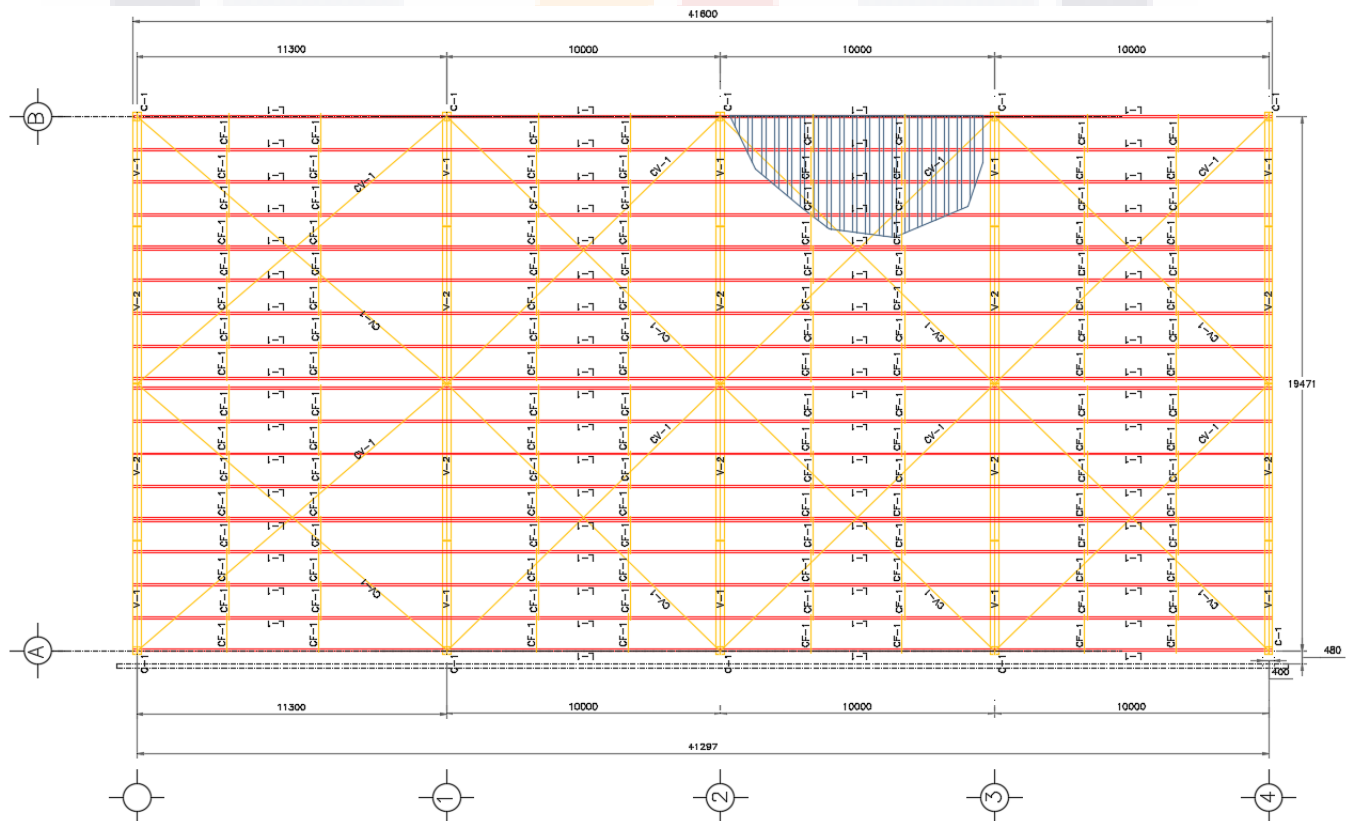


Figura 73. Planta de cubierta de la nave.



ANÁLISIS DE CARGAS

◆ Cargas permanentes

Lámina KR -18 Cal. 24	5.85 kg/m ²
Instalaciones	10.00 kg/m ²
TOTAL	15.85 kg/m ²

◆ Cargas Variables

De acuerdo a la pendiente que presenta la cubierta de 22% se tomaron los valores de:

$$W_{vmax}=30.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{vacc}=20.00 \text{ kg/m}^2$$



Figura 74. Imagen obtenida del programa del modelo estructural completo Existente.

Análisis por viento

Largo (b): 30.0 m
Ancho (d): 19.147 m
Altura (H): 7.64 m
Altura (H_T): 10.264 m
Altura Sobre el Nivel del Mar: 1865.0 m
Temperatura Media Anual: 18.5 °C
Clasificación según su Importancia: Grupo B
Clasificación según su Respuesta a la Acción del Viento: Tipo 1
Categoría del Terreno según su Rugosidad: Categoría 1
Factor de Topografía: 1.0
Latitud: 21.88
Longitud: -102.3
Velocidad Regional: 130.0 km/h (36.11 m/s)
Velocidad de Diseño: 147.81 km/h (41.06 m/s)
Ciudad: Aguascalientes, Ags.
Periodo de Retorno: 50 años
Factor de Exposición Estático: 1.14
Factor G: 0.82
Presión Dinámica de Base (q_z): 841.57 Pa (85.79 kg/m²)
Altura del Techo: 2.62 m
Pendiente (γ): 15.33 °

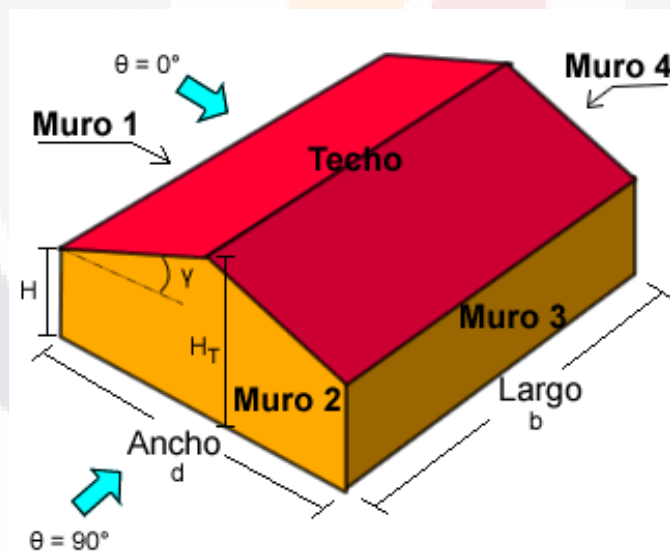


Figura 75. Descripción de elementos para análisis por viento (Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad 2008).



PRESIONES INTERIORES DE DISEÑO

Dirección del Viento para $\theta = 0^\circ$ (a lo largo de los 19.147 m)

$$P_{i1} = C_{pi} q(8.952m) = -0.2 (841.57) = -168.31 \text{ Pa}$$

$$P_{i2} = C_{pi} q(8.952m) = 0.0 (841.57) = 0.0 \text{ Pa}$$

Dirección del Viento para $\theta = 90^\circ$ (a lo largo de los 30.0 m)

$$P_{i1} = C_{pi} q(8.952m) = -0.2 (841.57) = -168.31 \text{ Pa}$$

$$P_{i2} = C_{pi} q(8.952m) = 0.0 (841.57) = 0.0 \text{ Pa}$$

PRESIONES DE DISEÑO PARA LA ESTRUCTURA PRINCIPAL

Dirección del Viento para $\theta = 0^\circ$ (a lo largo de los 19.147 m)

Muro de Barlovento (muro 1)

Muro de Sotavento (muro 3)

$$P_{z1} = p_e - p_{i1} = -0.31 (1.0) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -89.67 \text{ Pa}$$

$$P_{z2} = p_e - p_{i2} = -0.31 (1.0) (1.0) (841.57) - (0.0) = -257.99 \text{ Pa}$$

Muros Laterales

$$C_{pe} = -0.65 \quad (0.0 - 8.95 \text{ m})$$

$$= -0.5 \quad (8.95 - 17.9 \text{ m})$$

$$= -0.3 \quad (17.9 - 19.15 \text{ m})$$

→ Muro 2

$$P_{z1} = -0.65 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -269.3 \text{ Pa} \quad (0.0 - 8.95 \text{ m})$$

$$P_{z1} = -0.5 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -168.31 \text{ Pa} \quad (8.95 - 17.9 \text{ m})$$

$$P_{z1} = -0.3 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -33.66 \text{ Pa} \quad (17.9 - 19.15 \text{ m})$$

$$P_{z2} = -0.65 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -437.62 \text{ Pa} \quad (0.0 - 8.95 \text{ m})$$

$$P_{z2} = -0.5 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -336.63 \text{ Pa} \quad (8.95 - 17.9 \text{ m})$$

$$P_{z2} = -0.3 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -201.98 \text{ Pa} \quad (17.9 - 19.15 \text{ m})$$

→ Muro 4

$$P_{z1} = -0.65 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -269.3 \text{ Pa} \quad (0.0 - 8.95 \text{ m})$$

$$P_{z1} = -0.5 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -168.31 \text{ Pa} \quad (8.95 - 17.9 \text{ m})$$

$$P_{z1} = -0.3 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -33.66 \text{ Pa} \quad (17.9 - 19.15 \text{ m})$$

$$P_{z2} = -0.65 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -437.62 \text{ Pa} \quad (0.0 - 8.95 \text{ m})$$

$$P_{z2} = -0.5 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -336.63 \text{ Pa} \quad (8.95 - 17.9 \text{ m})$$

$$P_{z2} = -0.3 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -201.98 \text{ Pa} \quad (17.9 - 19.15 \text{ m})$$

Cubierta

→ Zona de Barlovento

$$P_{z1} = p_{e1} - p_{i1} = -0.66 (1.0) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -383.1 \text{ Pa}$$

$$P_{z2} = p_{e1} - p_{i2} = -0.66 (1.0) (1.0) (841.57) - (0.0) = -551.41 \text{ Pa}$$

$$P_{z3} = p_{e2} - p_{i1} = -0.24 (1.0) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -35.54 \text{ Pa}$$

$$P_{z4} = p_{e2} - p_{i2} = -0.24 (1.0) (1.0) (841.57) - (0.0) = -203.86 \text{ Pa}$$

→ Zona de Sotavento

$$P_{z1} = p_e - p_{i1} = -0.51 (1.0) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -257.99 \text{ Pa}$$

$$P_{z2} = p_e - p_{i2} = -0.51 (1.0) (1.0) (841.57) - (0.0) = -426.3 \text{ Pa}$$



Dirección del Viento para $\theta = 90^\circ$ (a lo largo de los 30.0 m)

Muro de Barlovento (muro 2)

$$P_{Z1} = p_e - p_{i1} = 0.8 (1.0) (1.0) (841.57) - (-168.31) = 841.57 \text{ Pa}$$

$$P_{Z2} = p_e - p_{i2} = 0.8 (1.0) (1.0) (841.57) - (0.0) = 673.26 \text{ Pa}$$

Muro de Sotavento (muro 4)

$$P_{Z1} = p_e - p_{i1} = -0.31 (1.0) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -89.67 \text{ Pa}$$

$$P_{Z2} = p_e - p_{i2} = -0.31 (1.0) (1.0) (841.57) - (0.0) = -257.99 \text{ Pa}$$

Muros Laterales

C_{pe}	= -0.65	(0.0 - 8.95 m)
	= -0.5	(8.95 - 17.9 m)
	= -0.3	(17.9 - 26.86 m)
	= -0.2	(26.86 - 30.0 m)

P_{Z2}	= -0.65 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -452.1 Pa	(0.0 - 8.95 m)
P_{Z2}	= -0.5 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -347.77 Pa	(8.95 - 17.9 m)
P_{Z2}	= -0.3 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -208.66 Pa	(17.9 - 26.86 m)
P_{Z2}	= -0.2 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -150.78 Pa	(26.86 - 30.0 m)

→ Muro 3

P_{Z1}	= -0.65 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -283.79 Pa	(0.0 - 8.95 m)
P_{Z1}	= -0.5 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -179.46 Pa	(8.95 - 17.9 m)
P_{Z1}	= -0.3 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = -40.35 Pa	(17.9 - 26.86 m)
P_{Z1}	= -0.2 (0.8) (1.0) (841.57) - (-168.31) = 17.54 Pa	(26.86 - 30.0 m)

P_{Z2}	= -0.65 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -452.1 Pa	(0.0 - 8.95 m)
P_{Z2}	= -0.5 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -347.77 Pa	(8.95 - 17.9 m)
P_{Z2}	= -0.3 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -208.66 Pa	(17.9 - 26.86 m)
P_{Z2}	= -0.2 (0.8) (1.0) (841.57) - (0.0) = -150.78 Pa	(26.86 - 30.0 m)

Cubierta

C_{pe1}	= -0.9	(0.0 - 4.48 m)
	= -0.9	(4.48 - 8.95 m)
	= -0.5	(8.95 - 17.9 m)
	= -0.3	(17.9 - 26.86 m)
	= -0.2	(26.86 - 30.0 m)

C_{pe2}	= -0.4	(0.0 - 4.48 m)
	= -0.4	(4.48 - 8.95 m)
	= 0.0	(8.95 - 17.9 m)
	= 0.1	(17.9 - 26.86 m)
	= 0.2	(26.86 - 30.0 m)

Análisis por Sismo

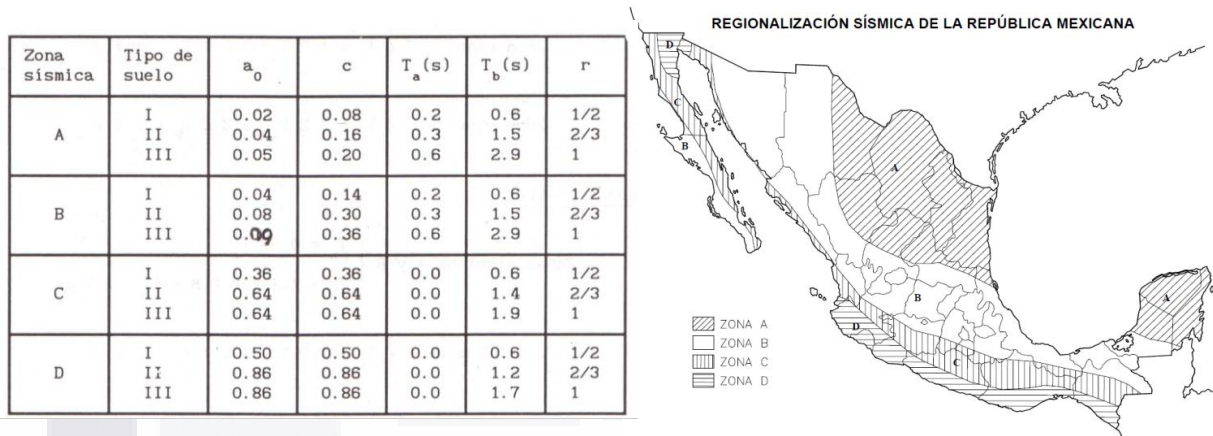


Figura 76. Espectros de diseño y regionalización sísmica de México (Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad 2008).

Considerando un análisis estático:

$C = 0.14$ (Para Zona Sísmica "B" y tipo de suelo I)

Carga Muerta = 15.85 kg/m^2 .

Carga Viva Accidental = 30 kg/m^2 .

$Q = 2$.

$WT = 50.85 \text{ kg/m}^2$.

$F = (C / Q) * WT = (0.14/2) * 45.85 \text{ kg/m}^2 = \underline{3.2095 \text{ kg/m}^2}$.

ESTRUCTURA EXISTENTE

De Acuerdo a lo anterior se encontró que la nave actual presenta las siguientes condiciones:

Relación de Esfuerzos	0.74
Flecha (Al centro del Claro)	1.914 cm
Peso (Estructura Principal)	15.075 Ton

Tabla 4. Resultados nave actual.

Se observó, en base al análisis hecho de la estructura en su estado actual, que los marcos principales presentaron una baja relación de esfuerzos, por lo que no resultó la solución óptima en cuanto a densidad, ya que se pudo buscar una relación cercana a uno y reducir los perfiles acarreando una densidad más baja. En lo que respecta a flechas, los marcos se comportan de manera adecuada cumpliendo con todos los estados límites.

OPTIMIZACIÓN

Posteriormente, se siguió la metodología propuesta para el diseño de la nave, dándole validez y comprobando que si resulta de gran ayuda para el pre diseño, además de optimizar considerablemente la estructura existente.

Se siguió la metodología para las dos soluciones analizadas en este trabajo, que fueron vigas IPR y armaduras, tomando la más adecuada para el rango de claro que se tuvo.

Para el caso de armadura, se eligió la forma Warren, ya que es la que mejor rendimiento en cuanto aprovechamiento de elementos se refiere, además de que en densidad y deformaciones no difiere mucho de las demás formas.

En base al claro se obtuvo el peralte utilizando la recomendación de L/15, dando un valor de 1.30mts; con lo cual también se obtuvo el área de cuerdas que se concluyó está dado por el 10% del peralte dando 13cm^2 que nos da una sección PTR 2.5" rojo (aproximadamente).

A continuación, se muestran los resultados obtenidos y la comparación con la estructura actual.

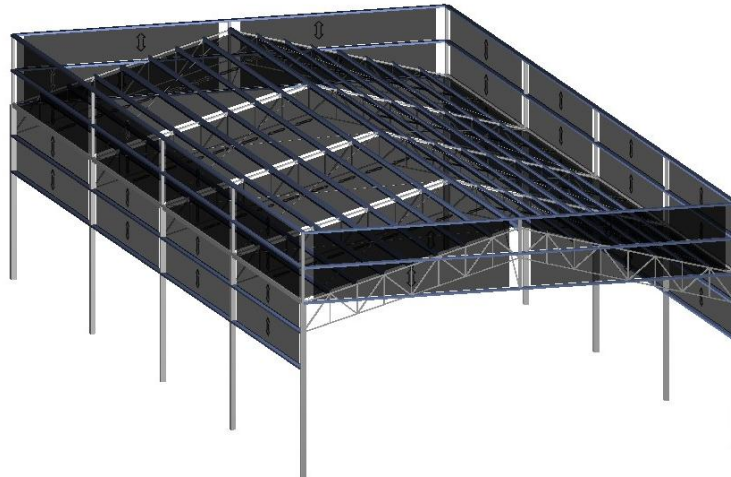


Figura 77. Solución de armadura para nave en estudio.

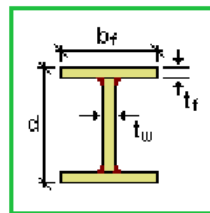
Relación de Esfuerzos	0.86
Flecha (Al centro del Claro)	4.563 cm
Peso (Estructura Principal)	7.36Ton

Tabla 5. Resultados Nave Actual sistema de Armadura Recomendado.

Para la Solución de Viga IPR se pre dimensionó con la recomendación de L/23 teniendo un peralte de 80cm.

Para la geometría en base a lo obtenido en el capítulo 4, $A_a/2A_p=1$ se tuvo la sección (figura 74)

Section: I Soldada



Variables

- d: Height 80 cm
- bf: Width 20 cm
- tw: Web thickness 0.488 cm
- tf: Flange thickness 0.952 cm

Figura 78. Sección IPR empleada.

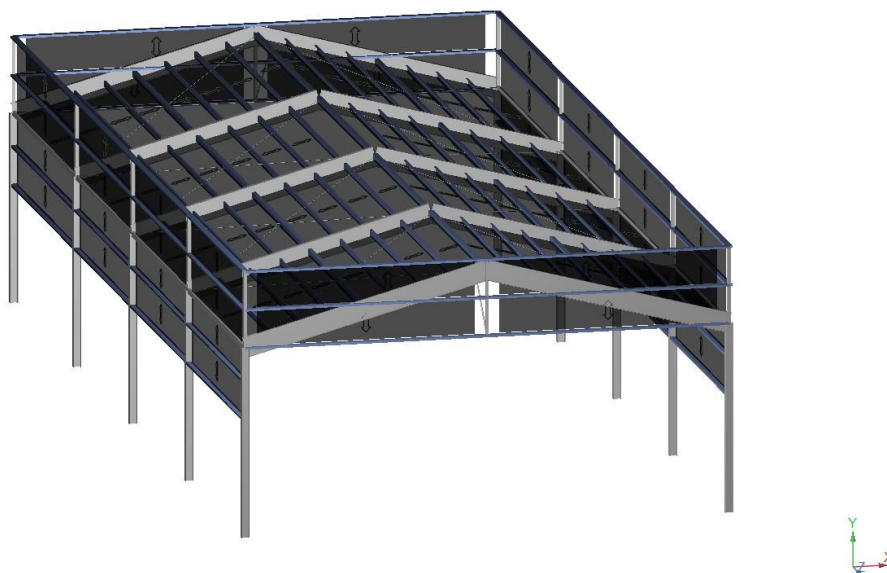


Figura 79. Nave en estudio con Vigas IPR.

Relación de Esfuerzos	0.97
Flecha (Al centro del Claro)	1.713 cm
Peso (Estructura Principal)	6.039 Ton

Tabla 6. Resultados Nave Actual sistema de viga IPR.

Se logró **optimizar hasta en un 50% la estructura existente**, en lo que respecta a peso y resistencia, en la flecha se vio que aumentó, pero dentro de lo establecido por la especificación, por lo que resulta satisfactoria la metodología para la etapa de pre diseño, que arroja resultados adecuados y puede emplearse en la práctica profesional.

Se observó también que, de acuerdo al claro la solución más adecuada, resulta ser la de la viga IPR ya sea comercial o armada.

RESULTADOS

Haciendo un resumen de todo lo anterior, las diferencias son las siguientes:

Proyecto: nave San Fco.									
Existente			Armadura óptima			Diferencia (%)			Observaciones
Rel. De Esfuerzos	Flecha (cm)	Peso (Ton)	Rel. De Esfuerzos	Flecha (cm)	Peso (Ton)	Rel. De Esfuerzos	Flecha	Peso	
0.74	1.91	15.07	0.86	4.56	7.36	12.00	41.94	52.82	♦ La relación de esfuerzos y el peso se optimizaron en un 52 y 12% respectivamente, aunque la flecha aumento en un 41.94% no sobrepasa los límites de reglamento.
Existente			Viga óptima			Diferencia (%)			Observaciones
Rel. De Esfuerzos	Flecha (cm)	Peso (Ton)	Rel. De Esfuerzos	Flecha (cm)	Peso (Ton)	Rel. De Esfuerzos	Flecha	Peso	
0.74	1.91	15.07	0.97	1.71	6.04	22.00	11.45	60.79	♦ La relación de esfuerzos y el peso se optimizaron en un 60 y 22% respectivamente, teniendo incremento en la flecha de 41.94%.

Tabla 7. Resumen de resultados.



CAPÍTULO VI CONCLUSIONES



CONCLUSIONES GENERALES

La metodología que se ha propuesto presenta resultados adecuados, dentro de sus limitaciones (cambio de geometría, cálculo de estructuras con cargas accidentales).

La finalidad de este trabajo es proporcionar una guía para profesionistas recién egresados o de diferentes disciplinas relacionadas con la ingeniería, con poco conocimiento del tema para ayudarlos a pre dimensionar sistemas de cubierta metálica, usuales en naves industriales, dejando claro que un diseño óptimo requiere de más detalle y análisis a fondo de la estructura para la revisión de todos los factores que intervienen en ella.

Siguiendo esta metodología se pueden obtener resultados que llegan a pesar un 23-35% menos que las estructuras calculadas sin un buen pre diseño, pudiendo conseguir hasta un 50 % menos densidad. Se observa que existe un aumento en la flecha de estas estructuras óptimas, sin embargo, estos desplazamientos verticales se encuentran por debajo de las flechas admisibles.

Los resultados obtenidos nos han ayudado a comprender el comportamiento de los sistemas estructurales empleados, dando base técnica para poder elegir y optar por el que más se ajuste a nuestro proyecto.

Por último, realizando la evaluación del ejemplo real, hemos validado la metodología propuesta.

Como ya se ha comentado, la metodología que se ha planteado busca optimizar una estructura industrial, se propone que este estudio sea complementado con más sistemas y no solo para naves industriales, además de completar con el uso de cargas de viento y sismo.

A continuación, se presentan las tablas de ayuda (tabla 7 y 8) seguidas del diagrama de flujo de la metodología propuesta (figura 80).



SOLUCIÓN ESTRUCTURAL	PENDIENTE	RECOMENDACIÓN DE PERALTE	RANGO DE CLARO	RELACIÓN Aa/2AP	ÁREA DE CUERDAS
Viga IPR	>11%	L/21-L/23	Hasta 35mts	1	-
Armaduras		L/15-L/17	Hasta 60mts	-	10% del Peralte

Tabla 8. Recomendaciones para pre dimensionamiento de vigas y armaduras.

Parámetro	Configuración de armadura
Densidad	♦ Fink: Claros pequeños ♦ Howe: cuerdas paralelas
Flecha	Pratt
Aprovechamiento de material	Warren

Tabla 9. Recomendaciones para tipo de Armadura.

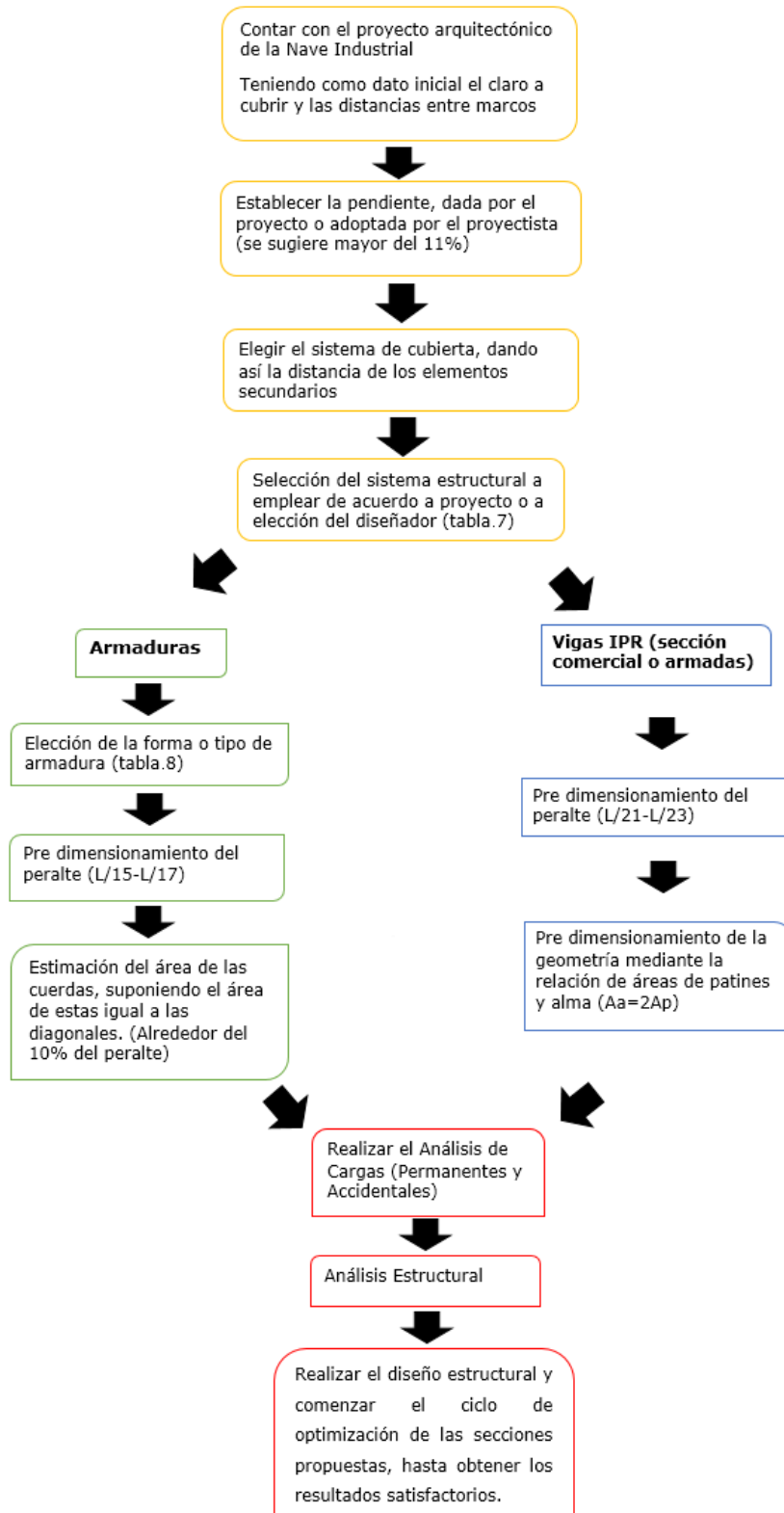


Figura 80. Diagrama de Flujo.



REFERENCIAS

- ◆ AISC, A. (2005). "AISC 341-05." Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
- ◆ Arevalo Lazo, T. (2013). Chozas de Madera.
- ◆ Arnedo Pena, A. (2009). "Naves industriales con acero." Publicaciones APTA.
- ◆ Arqhys. (2009). Puente de Coalbrookdale.
- ◆ Benito del Pozo, P., and López González, A. (2008). "Patrimonio industrial y nuevas perspectivas funcionales para las ciudades en reestructuración." *Estudios Geográficos*, 69(264), 23–50.
- ◆ Bentley Systems. (2011). Ram Elements Vi8 Manual for Steel Design. USA.
- ◆ Blanco, E. (2009). "Especificación Técnica Multitytecho."
- ◆ Calavera, J., and Gómez, J. F. (2001). Una introducción a la prefabricación de edificios y naves industriales.
- ◆ Código Municipal de Aguascalientes. (2009). Periódico Oficial del Estado, Aguascalientes.
- ◆ Convertidor Bessemer. (1909). .
- ◆ Cuevas, O. M. G. (2002). Análisis estructural. Editorial Limusa.
- ◆ Díaz, I. (2013). "La construcción en Aguascalientes, en su máximo de 4 años y medio." *El Heraldo*, Aguascalientes.
- ◆ Gobierno del Estado de Aguascalientes. (2013). Parques Industriales en Aguascalientes.
- ◆ INEGI. (2009). "Censo Económico."
- ◆ INPLAN. (2012). "Plan de Desarrollo Urbano de Aguascalientes." Gobierno del Estado.
- ◆ Instituto Mexicano de la Construcción en Acero. (2004). Manual de Construcción en Acero IMCA. Limusa.
- ◆ Marshall, W. T. (1982). Estructuras. Representaciones y Servicios de Ingeniería, México.
- ◆ Meli, R. (2001). Diseño estructural. Editorial Limusa.



- ◆ Mesa, J. (2008). Grafica Esfuerzo Deformacion.
- ◆ Miret, E. T. (2007). Razón y ser de los tipos estructurales. Editorial CSIC-CSIC Press.
- ◆ Navarrina, F., Muñños Pantín, I., Colominas Ezponda, I., and Casteleiro, M. (2002). "Optimización topológica de estructuras: una formulación de mínimo peso con restricciones en tensión."
- ◆ Neufert, E. (2006). Arte de proyectar en arquitectura.
- ◆ Nieto Garcia, E. (2006). Tipos de Armaduras de Acero.
- ◆ Parras, L. (1983). "Métodos alternativos de optimización de la geometría de estructuras articuladas." Informes de la Construcción, 35(351-352), 77-82.
- ◆ Quintana, C. Á. (1996). "Apuntes para una estética de la arquitectura industrial del siglo XIX." Ábaco, (8), 47-56.
- ◆ Redón Santafé, M., Gozálvez, F., and Javier, J. (2016). "Proyecto de nave de estructura de acero (según EAE). Teoría y Práctica. Guía de estudio."
- ◆ Romo Proaño, M. (n.d.). "Diseño De Naves Industriales Con Lamina Delgada En Acero." Escuela Politécnica Del Ejercito, Ecuador.
- ◆ Santin Blasco, E., Zesati Martinez, G., and Morayta Martínez, M. (1995). Estudio comparativo de alternativas de construccion de cubiertas ligeras para naves industriales.
- ◆ Valencia, G. (1997). "Estructuras de acero, diseño con factores de carga y resistencia." Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- ◆ Velandia, K. (2005). Techo del Salón Westminster.
- ◆ Comisión Federal de Electricidad. (2008). Manual de Obras Civiles.



ANEXOS



ANEXO A

SISTEMAS DE CUBIERTA

LAMINA KR-18 CALIBRE 26	
SEPARACIÓN (m)	CARGA ADMISIBLE (kg/m²)
1	386
1.25	249
1.5	171
1.75	127

LAMINA KR-18 CALIBRE 24	
SEPARACIÓN (m)	CARGA ADMISIBLE (kg/m²)
1	459
1.25	293
1.5	205
1.75	151

LAMINA KR-24 CALIBRE 26	
SEPARACIÓN (m)	CARGA ADMISIBLE (kg/m²)
0.75	327
1	186
1.25	117
1.5	-



LAMINA KR-24 CALIBRE 24	
SEPARACIÓN (m)	CARGA ADMISIBLE (kg/m²)
0.75	391
1	220
1.25	142
1.5	98

LAMINA TR-101 CALIBRE 26	
SEPARACIÓN (m)	CARGA ADMISIBLE (kg/m²)
1	300
1.2	182
1.4	113
1.6	74

LAMINA TR-101 CALIBRE 24	
SEPARACIÓN (m)	CARGA ADMISIBLE (kg/m²)
1	384
1.2	214
1.4	133
1.6	87



MUTYTECHO e=1"	
SEPARACIÓN (m)	CARGA ADMISIBLE (kg/m²)
2	84
3	54
3.5	-
4	-

MUTYTECHO e=2"	
SEPARACIÓN (m)	CARGA ADMISIBLE (kg/m²)
2.5	139
3	97
3.5	71
4	53

MUTYTECHO e=3"	
SEPARACIÓN (m)	CARGA ADMISIBLE (kg/m²)
2.5	196
3	142
3.5	107
4	82
4.5	64



ANEXO B

VIGAS IR (W)

Datos Marcos rígidos con vigas comerciales con pendiente 6%

MUESTRA	Perfil	Perfil Montante	Peso Total (kg)	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	Flecha máxima (cm)
15x25	12x40	Monten 12MT_10	7918	375	21.11467	1.698
20x30	16x67	Monten 12MT_10	10557	600	17.59500	3.024
25x40	14X99	Monten 12MT_10	29724	1000	29.72400	4.739
30x45	14x132	Monten 12MT_10	51741	1350	38.32667	4.859
40x65	14x311	Monten 12MT_10	167255	2600	64.32885	6.18
50x80	44x335	Monten 12MT_10	290447	4000	72.61175	7.065

Datos Marcos Rígidos con Vigas Comerciales con Pendiente 11%

MUESTRA	Perfil	Perfil Montante	Peso Total (kg)	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	Flecha máxima (cm)
15x25	8x31	Monten 12MT_10	7143	375	19.04800	1.22
20x30	10x49	Monten 12MT_10	8958	600	14.93000	1.717
25x40	12x65	Monten 12MT_10	23422	1000	23.42200	2.103
30x45	12x79	Monten 12MT_10	37561	1350	27.82296	1.993
40x65	14x176	Monten 12MT_10	113221	2600	43.54654	2.423
50x80	44x335	Monten 12MT_10	281287	4000	70.32175	2.245

Datos Marcos Rígidos con Vigas Comerciales con Pendiente 22%

MUESTRA	Perfil	Perfil Montante	Peso Total (kg)	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	8x24	Monten 12MT_10	6551	375	17.46933	0.388
20x30	10x45	Monten 12MT_10	8647	600	14.41167	0.776
25x40	12X58	Monten 12MT_10	22151	1000	22.15100	0.981
30x45	12x65	Monten 12MT_10	33908	1350	25.11704	0.936
40x65	14x145	Monten 12MT_10	98809	2600	38.00346	1.17
50x80	44x335	Monten 12MT_10	262681	4000	65.67025	1.022



Datos Marcos Rígidos con Vigas Comerciales Peralte

TRABE_10x10cm						
ESPESOR	2Ap (cm ²)	Aa (cm ²)	2Ap/Aa	RELACION DE ESFUERZOS	PESO (kg)	FLECHA (cm)
tw=5/16" tf=1/8"	3.17	7.492	2.36	n/a	n/a	n/a
tw=5/16" tf=3/16"	4.76	7.2384	1.52	n/a	n/a	n/a
tw=5/16" tf=1/4"	6.35	6.984	1.10	7.68	156	3.0692
tw=1/8" tf=5/16"	8	2.667	0.33	6.33	147	3.2198
tw=3/16" tf=5/16"	8	3.9984	0.50	6.21	158	2.98
tw=1/4" tf=5/16"	8	5.334	0.67	6.11	169	2.7829
tw=5/16" tf=5/16"	8	6.72	0.84	6	179	2.5999
tw=3/8" tf=5/16"	8	8.4	1.05	5.89	193	2.4079
tw=1/2" tf=5/16"	8	10.668	1.33	5.74	211	2.1896
tw=5/8" tf=5/16"	8	13.44	1.68	5.56	233	1.971
tw=3/4" tf=5/16"	8	15.96	2.00	5.4	252	1.807
tw=7/8" tf=5/16"	8	18.48	2.31	5.23	272	1.668
tw=1" tf=5/16"	8	21	2.63	5.03	295	1.5343
tw=5/16" tf=3/8"	10	6.4	0.64	4.77	209	2.1996
tw=1_1/4" tf=5/16"	8	26.88	3.36	4.6	339	1.3275
tw=1_3/8" tf=5/16"	8	29.4	3.68	4.39	359	1.2508
tw=5/16" tf=1/2"	12.7	5.968	0.47	3.75	248	1.8248
tw=5/16" tf=5/8"	16	5.44	0.34	2.99	296	1.5126
tw=5/16" tf=3/4"	19	4.96	0.26	2.54	339	1.31
tw=5/16" tf=7/8"	22	4.48	0.20	2.22	383	1.1559
tw=5/16" tf=1"	25	4	0.16	1.95	432	1.0204
tw=5/16" tf=1_1/4"	32	2.88	0.09	1.61	528	0.8319
tw=5/16" tf=1_3/8"	35	2.4	0.07	1.5	572	0.7677



TRABE_10x20cm						
ESPESOR	2Ap (cm ²)	Aa (cm ²)	2Ap/Aa	RELACION DE ESFUERZOS	PESO (kg)	FLECHA (cm)
tw=5/16" tf=1/8"	3.17	15.492	4.89	11.31	172	2.5249
tw=5/16" tf=3/16"	4.76	15.2384	3.20	7.61	196	2.1915
tw=5/16" tf=1/4"	6.35	14.984	2.36	5.7	219	1.9376
tw=1/8" tf=5/16"	8	5.842	0.73	4.76	172	2.439
tw=3/16" tf=5/16"	8	8.7584	1.09	4.69	196	2.1495
tw=1/4" tf=5/16"	8	11.684	1.46	4.59	219	1.9214
tw=5/16" tf=5/16"	8	14.72	1.84	4.48	243	1.7308
tw=3/8" tf=5/16"	8	18.4	2.30	4.36	272	1.5449
tw=1/2" tf=5/16"	8	23.368	2.92	4.19	311	1.3493
tw=5/8" tf=5/16"	8	29.44	3.68	4.02	359	1.1684
tw=3/4" tf=5/16"	8	34.96	4.37	3.86	403	1.0414
tw=7/8" tf=5/16"	8	40.48	5.06	3.69	446	0.9393
tw=1" tf=5/16"	8	14.4	1.44	3.55	272	1.5334
tw=5/16" tf=3/8"	10	46	5.75	3.48	496	0.8454
tw=1_1/4" tf=5/16"	8	58.88	7.36	3.02	592	0.7079
tw=1_3/8" tf=5/16"	8	64.4	8.05	2.8	635	0.6592
tw=5/16" tf=1/2"	12.7	13.968	1.10	2.75	311	1.3299
tw=5/16" tf=5/8"	16	13.44	0.84	2.16	359	1.1454
tw=5/16" tf=3/4"	19	12.96	0.68	1.81	403	1.017
tw=5/16" tf=7/8"	22	12.48	0.57	1.56	446	0.9165
tw=5/16" tf=1"	25	12	0.48	1.36	496	0.8239
tw=5/16" tf=1_1/4"	32	10.88	0.34	1.09	592	0.6899
tw=5/16" tf=1_3/8"	35	10.4	0.30	1	635	0.6427



TRABE_10x30cm						
ESPESOR	2Ap (cm ²)	Aa (cm ²)	2Ap/Aa	RELACION DE ESFUERZOS	PESO (kg)	FLECHA (cm)
tw=5/16" tf=1/8"	3.17	23.492	7.41	10.5	236	1.6952
tw=5/16" tf=3/16"	4.76	23.2384	4.88	7.12	259	1.5208
tw=5/16" tf=1/4"	6.35	22.984	3.62	5.37	282	1.3798
tw=1/8" tf=5/16"	8	9.017	1.13	4.53	198	1.9104
tw=3/16" tf=5/16"	8	13.5184	1.69	4.47	233	1.6326
tw=1/4" tf=5/16"	8	18.034	2.25	4.37	269	1.4253
tw=5/16" tf=5/16"	8	22.72	2.84	4.26	306	1.2592
tw=3/8" tf=5/16"	8	28.4	3.55	4.12	351	1.1034
tw=1/2" tf=5/16"	8	36.068	4.51	3.93	411	0.9454
tw=5/8" tf=5/16"	8	45.44	5.68	3.71	485	0.8045
tw=3/4" tf=5/16"	8	53.96	6.75	3.51	553	0.7085
tw=7/8" tf=5/16"	8	22.4	2.24	3.38	335	1.1393
tw=1" tf=5/16"	8	62.48	7.81	3.28	620	0.636
tw=5/16" tf=3/8"	10	71	8.88	3.02	696	0.5647
tw=1_1/4" tf=5/16"	8	21.968	1.73	2.61	374	1.01
tw=1_3/8" tf=5/16"	8	90.88	11.36	2.48	844	0.467
tw=5/16" tf=1/2"	12.7	99.4	12.43	2.24	912	0.4329
tw=5/16" tf=5/8"	16	21.44	1.34	2.02	422	0.8885
tw=5/16" tf=3/4"	19	20.96	1.10	1.67	466	0.8014
tw=5/16" tf=7/8"	22	20.48	0.93	1.43	509	0.7304
tw=5/16" tf=1"	25	20	0.80	1.23	559	0.6642
tw=5/16" tf=1_1/4"	32	18.88	0.59	0.97	655	0.566
tw=5/16" tf=1_3/8"	35	18.4	0.53	0.89	698	0.5307



TRABE_10x40cm						
ESPESOR	2Ap (cm ²)	Aa (cm ²)	2Ap/Aa	RELACION DE ESFUERZOS	PESO (kg)	FLECHA (cm)
tw=5/16" tf=1/8"	3.17	31.492	9.93	9.79	299	1.2278
tw=5/16" tf=3/16"	4.76	31.2384	6.56	6.66	322	1.1199
tw=5/16" tf=1/4"	6.35	30.984	4.88	5.03	345	1.03
tw=1/8" tf=5/16"	8	12.192	1.52	4.25	223	1.5089
tw=3/16" tf=5/16"	8	18.2784	2.28	4.2	271	1.265
tw=1/4" tf=5/16"	8	24.384	3.05	4.11	319	1.0886
tw=5/16" tf=5/16"	8	30.72	3.84	4	369	0.9513
tw=3/8" tf=5/16"	8	38.4	4.80	3.85	430	0.8249
tw=1/2" tf=5/16"	8	48.768	6.10	3.66	512	0.6995
tw=5/8" tf=5/16"	8	61.44	7.68	3.42	612	0.5898
tw=3/4" tf=5/16"	8	72.96	9.12	3.19	703	0.5162
tw=7/8" tf=5/16"	8	30.4	3.04	3.18	398	0.8711
tw=1" tf=5/16"	8	84.48	10.56	2.95	794	0.4589
tw=5/16" tf=3/8"	10	96	12.00	2.65	897	0.4077
tw=1_1/4" tf=5/16"	8	29.968	2.36	2.46	437	0.7827
tw=1_3/8" tf=5/16"	8	122.88	15.36	2.09	1097	0.335
tw=5/16" tf=1/2"	12.7	29.44	1.84	1.91	485	0.6971
tw=5/16" tf=5/8"	16	134.4	16.80	1.85	1188	0.3099
tw=5/16" tf=3/4"	19	28.96	1.52	1.57	529	0.6347
tw=5/16" tf=7/8"	22	28.48	1.29	1.33	573	0.583
tw=5/16" tf=1"	25	28	1.12	1.13	622	0.5341
tw=5/16" tf=1_1/4"	32	26.88	0.84	0.88	718	0.4604
tw=5/16" tf=1_3/8"	35	26.4	0.75	0.8	762	0.4336



TRABE_10x50cm						
ESPESOR	2Ap (cm ²)	Aa (cm ²)	2Ap/Aa	RELACION DE ESFUERZOS	PESO (kg)	FLECHA (cm)
tw=5/16" tf=1/8"	3.17	39.492	12.46	9.12	362	0.9265
tw=5/16" tf=3/16"	4.76	39.2384	8.24	6.21	385	0.8535
tw=5/16" tf=1/4"	6.35	38.984	6.14	4.7	408	0.7915
tw=1/8" tf=5/16"	8	15.367	1.92	3.96	248	1.2028
tw=3/16" tf=5/16"	8	23.0384	2.88	3.92	308	0.9954
tw=1/4" tf=5/16"	8	30.734	3.84	3.84	369	0.8489
tw=5/16" tf=5/16"	8	38.72	4.84	3.74	432	0.7364
tw=3/8" tf=5/16"	8	48.4	6.05	3.59	509	0.6345
tw=1/2" tf=5/16"	8	61.468	7.68	3.39	612	0.5345
tw=5/8" tf=5/16"	8	169.4	21.18	3.29	1465	0.2323
tw=3/4" tf=5/16"	8	77.44	9.68	3.14	738	0.4482
tw=7/8" tf=5/16"	8	38.4	3.84	2.97	461	0.6795
tw=1" tf=5/16"	8	91.96	11.50	2.9	853	0.3909
tw=5/16" tf=3/8"	10	106.48	13.31	2.64	968	0.3465
tw=1_1/4" tf=5/16"	8	121	15.13	2.34	1098	0.307
tw=1_3/8" tf=5/16"	8	37.968	2.99	2.31	501	0.6157
tw=5/16" tf=1/2"	12.7	154.88	19.36	1.79	1350	0.2514
tw=5/16" tf=5/8"	16	37.44	2.34	1.79	549	0.5531
tw=5/16" tf=3/4"	19	36.96	1.95	1.47	592	0.5066
tw=5/16" tf=7/8"	22	36.48	1.66	1.24	636	0.4677
tw=5/16" tf=1"	25	36	1.44	1.05	685	0.4307
tw=5/16" tf=1_1/4"	32	34.88	1.09	0.8	781	0.3742
tw=5/16" tf=1_3/8"	35	34.4	0.98	0.73	825	0.3533



TRABE_10x60cm						
ESPESOR	2Ap (cm ²)	Aa (cm ²)	2Ap/Aa	RELACION DE ESFUERZOS	PESO (kg)	FLECHA (cm)
tw=5/16" tf=1/8"	3.17	47.492	14.98	8.47	425	0.7179
tw=5/16" tf=3/16"	4.76	47.2384	9.92	5.78	448	0.6658
tw=5/16" tf=1/4"	6.35	46.984	7.40	4.38	472	0.6209
tw=1/8" tf=5/16"	8	18.542	2.32	3.9	273	0.9686
tw=3/16" tf=5/16"	8	27.7984	3.47	3.67	346	0.794
tw=1/4" tf=5/16"	8	37.084	4.64	3.58	419	0.6727
tw=5/16" tf=5/16"	8	46.72	5.84	3.48	496	0.5806
tw=3/8" tf=5/16"	8	58.4	7.30	3.34	588	0.498
tw=1/2" tf=5/16"	8	186.88	23.36	3.17	1603	0.194
tw=5/8" tf=5/16"	8	74.168	9.27	3.14	712	0.4177
tw=3/4" tf=5/16"	8	204.4	25.55	3.07	1741	0.1791
tw=7/8" tf=5/16"	8	93.44	11.68	2.88	865	0.3489
tw=1" tf=5/16"	8	46.4	4.64	2.77	525	0.5385
tw=5/16" tf=3/8"	10	110.96	13.87	2.63	1003	0.3035
tw=1_1/4" tf=5/16"	8	128.48	16.06	2.37	1141	0.2685
tw=1_3/8" tf=5/16"	8	45.968	3.62	2.15	564	0.4909
tw=5/16" tf=1/2"	12.7	146	18.25	2.08	1298	0.2375
tw=5/16" tf=5/8"	16	45.44	2.84	1.67	612	0.4434
tw=5/16" tf=3/4"	19	44.96	2.37	1.37	655	0.408
tw=5/16" tf=7/8"	22	44.48	2.02	1.15	699	0.3781
tw=5/16" tf=1"	25	44	1.76	0.97	748	0.3494
tw=5/16" tf=1_1/4"	32	42.88	1.34	0.74	844	0.3052
tw=5/16" tf=1_3/8"	35	42.4	1.21	0.67	888	0.2889



ANEXO C

ARMADURAS

Datos para las distintas configuraciones de armaduras
con pendiente 6%

Armadura Pratt

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6551	0.85	375	17.018	0.8103
20x30	8647	0.93	600	16.53	2.147
25x40	22151	0.98	1000	17.395	3.294
30x45	33908	0.95	1350	19.565	4.827
40x65	98809	0.97	2600	21.081	6.522
50x80	262681	1	4000	29.227	5.79

Armadura Howe

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6350	0.73	375	16.933	0.9438
20x30	9785	0.87	600	16.308	2.413
25x40	16568	1	1000	16.568	4.146
30x45	25756	1	1350	19.079	5.672
40x65	54949	0.98	2600	21.134	6.746
50x80	95538	0.99	4000	23.885	7.326

Armadura Warren

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6366	0.84	375	16.976	0.8014
20x30	9891	0.98	600	16.485	2.132
25x40	17582	0.87	1000	17.582	3.009
30x45	26572	0.97	1350	19.682963	4.496
40x65	54783	0.95	2600	21.0703846	5.153
50x80	84790	1	4000	21.1975	6.651



Armadura Fink

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6739	0.98	375	17.971	1.972
20x30	11951	1	600	19.918	3.803
25x40	20780	0.95	1000	20.780	4.995
30x45	29050	1	1350	21.519	5.897
40x65	59453	0.99	2600	22.867	11.721
50x80	121535	1	4000	30.384	12.888

Datos para las distintas configuraciones de armaduras con pendiente 11%

Armadura Pratt

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6410	0.65	375	17.093	0.549
20x30	9789	0.94	600	16.315	1.503
25x40	16591	0.87	1000	16.591	2.396
30x45	24546	0.94	1350	18.182	3.736
40x65	51379	0.9	2600	19.761	4.824
50x80	72848	0.99	4000	18.212	6.758



Armadura Howe

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6338	0.6	375	16.901	0.6971
20x30	9617	0.9	600	16.028	1.812
25x40	16069	0.92	1000	16.069	3.134
30x45	24105	1	1350	17.856	4.273
40x65	49248	0.95	2600	18.942	5.767
50x80	79500	0.94	4000	19.875	5.931

Armadura Warren

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6370	0.66	375	16.987	0.568
20x30	9744	0.9	600	16.240	1.592
25x40	16506	0.82	1000	16.506	2.509
30x45	24430	0.93	1350	18.096	3.855
40x65	50407	0.96	2600	19.387	4.567
50x80	70647	0.99	4000	17.662	6.267

Armadura Fink

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6223	1	375	16.595	1.171
20x30	9823	0.97	600	16.372	2.798
25x40	16935	0.95	1000	16.935	3.585
30x45	25009	0.99	1350	18.525	4.495
40x65	54124	1	2600	20.817	8.096
50x80	95952	0.99	4000	23.988	10.814



Datos para las distintas configuraciones de armaduras con pendiente 21%

Armadura Pratt

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6447	0.55	375	17.192	0.336
20x30	9577	0.86	600	15.962	1.092
25x40	16169	0.85	1000	16.169	1.886
30x45	23942	0.88	1350	17.735	2.803
40x65	48326	0.92	2600	18.587	3.813
50x80	73157	0.89	4000	18.289	4.526

Armadura Howe

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6320	0.5	375	16.853	0.463
20x30	9604	0.75	600	16.007	1.32
25x40	15812	0.86	1000	15.812	2.255
30x45	23391	0.9	1350	17.327	3.151
40x65	46718	0.92	2600	17.968	4.19
50x80	64603	0.96	4000	16.151	5.66

Armadura Warren

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6384	0.56	375	17.024	0.367
20x30	9514	0.88	600	15.857	1.195
25x40	16043	0.88	1000	16.043	2.059
30x45	24115	0.95	1350	17.863	2.657
40x65	47866	0.9	2600	18.410	3.697
50x80	65255	0.97	4000	16.314	5.359



Armadura Fink

MUESTRA	Peso Total (kg)	Relación de Esfuerzos	Área (m ²)	Densidad (kg/m ²)	flecha máxima (cm)
15x25	6191	0.96	375	16.509	0.741
20x30	9277	0.95	600	15.462	1.89
25x40	17659	0.97	1000	17.659	2.616
30x45	24249	1	1350	17.962	3.547
40x65	51744	0.98	2600	19.902	6.372
50x80	79024	0.93	4000	19.756	8.234

Datos Marcos con Armaduras Peralte

CLARO (m)	RECOMENDACIÓN L/H	PERALTE ARMADURA (m)	PESO (Ton)	REL. /ESF.	DENSIDAD (kg/m ²)
10	12	0.833	1.785	0.4	17.85
10	13	0.769	1.792	0.44	17.92
10	14	0.714	1.787	0.47	17.87
10	15	0.667	1.794	0.5	17.94
10	16	0.625	1.803	0.54	18.03
10	17	0.588	1.806	0.57	18.06
10	18	0.556	1.832	0.61	18.32
10	19	0.526	1.848	0.65	18.48
10	20	0.500	1.852	0.69	18.52
10	21	0.476	1.873	0.72	18.73
10	22	0.455	1.895	0.75	18.95
10	23	0.435	1.785	0.79	17.85
10	24	0.417	1.792	0.82	17.92
10	25	0.400	1.787	0.86	17.87



CLARO (m)	RECOMENDACIÓN L/H	PERALTE ARMADURA (m)	PESO (Ton)	REL. /ESF.	DENSIDAD (kg/m ²)
20	12	1.667	4.095	0.62	20.48
20	13	1.538	4.112	0.67	20.56
20	14	1.429	4.134	0.71	20.67
20	15	1.333	4.207	0.76	21.04
20	16	1.250	4.304	0.8	21.52
20	17	1.176	4.312	0.85	21.56
20	18	1.111	4.392	0.89	21.96
20	19	1.053	4.464	0.94	22.32
20	20	1.000	4.524	0.99	22.62
20	21	0.952	4.544	1.03	22.72
20	22	0.909	4.601	1.08	23.01
20	23	0.870	4.095	1.13	20.48
20	24	0.833	4.112	1.18	20.56
20	25	0.800	4.134	1.23	20.67

CLARO (m)	RECOMENDACIÓN L/H	PERALTE ARMADURA (m)	PESO (Ton)	REL. /ESF.	DENSIDAD (kg/m ²)
30	12	2.500	7.77	0.59	25.90
30	13	2.308	7.725	0.62	25.75
30	14	2.143	7.716	0.65	25.72
30	15	2.000	7.702	0.69	25.67
30	16	1.875	7.994	0.72	26.65
30	17	1.765	8.258	0.76	27.53
30	18	1.667	8.555	0.79	28.52
30	19	1.579	8.509	0.83	28.36
30	20	1.500	8.574	0.86	28.58
30	21	1.429	8.639	0.9	28.80
30	22	1.364	8.815	0.93	29.38
30	23	1.304	7.77	0.97	25.90
30	24	1.250	7.725	1.01	25.75
30	25	1.200	7.716	1.05	25.72



CLARO (m)	RECOMENDACIÓN L/H	PERALTE ARMADURA (m)	PESO (Ton)	REL. /ESF.	DENSIDAD (kg/m ²)
40	12	3.333	14	0.51	35.00
40	13	3.077	13.511	0.53	33.78
40	14	2.857	13.703	0.56	34.26
40	15	2.667	13.775	0.58	34.44
40	16	2.500	13.63	0.61	34.08
40	17	2.353	13.503	0.64	33.76
40	18	2.222	13.39	0.66	33.48
40	19	2.105	13.665	0.69	34.16
40	20	2.000	13.95	0.72	34.88
40	21	1.905	14.256	0.75	35.64
40	22	1.818	14.468	0.78	36.17
40	23	1.739	14	0.81	35.00
40	24	1.667	13.511	0.84	33.78
40	25	1.600	13.703	0.87	34.26

Datos de Eficiencia de las distintas configuraciones de armaduras con Pendiente Optima

PRATT		
RELACION DE ESFUERZOS	No. De Elementos	% de Elementos
>85	7	5.38
85-70	18	13.85
70-50	22	16.92
50-30	26	20.00
30 10	28	21.54
<10	29	22.31



HOWE		
RELACION DE ESFUERZOS	No. De Elementos	% de Elementos
>85	16	12.31
85-70	10	7.69
70-50	26	20.00
50-30	24	18.46
30 10	28	21.54
<10	26	20.00

WARREN		
RELACION DE ESFUERZOS	No. De Elementos	% de Elementos
>85	21	16.15
85-70	19	14.62
70-50	14	10.77
50-30	26	20.00
30 10	22	16.92
<10	28	21.54

FINK		
RELACION DE ESFUERZOS	No. De Elementos	% de Elementos
>85	2	18.18
85-70	3	27.27
70-50	0	0.00
50-30	4	36.36
30 10	2	18.18
<10	0	0.00