

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

FACULTAD DE INGENIERÍAS

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

Diseño y comparación de una estructura de acero vs. una estructura de aluminio para una cubierta de 19.5 m de luz y 6 m de ancho a una altura de 12.3 m con dos apoyos posteriores.

AUTORES:

CESAR ANTONIO PAREDES TERÁN y

EDISON WILMER SÁNCHEZ CAIZA

DIRECTOR:

ING. PATRICIO QUITIAQUEZ

QUITO, ABRIL 2014

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo, previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico ha sido desarrollado en su totalidad por los señores: César Antonio Paredes Terán y Edison Wilmer Sánchez Caiza.

Los conceptos desarrollados, análisis, cálculos realizados, conclusiones y recomendaciones del presente trabajo son de exclusiva responsabilidad de los autores.

Ing. Patricio Quitiaquez
DIRECTOR DEL PROYECTO

DECLARATORIA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, César Antonio Paredes Terán y Edison Wilmer Sánchez Caiza, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y que los conceptos desarrollados, análisis realizados y las conclusiones del presente trabajo son de exclusiva responsabilidad de los autores.

Autorizamos a la Universidad Politécnica Salesiana la publicación total o parcial del presente trabajo de grado y su reproducción sin fines de lucro.

Quito, 01 de Abril del 2014

Cesar Antonio Paredes Terán

CC: 1708758177

Edison Wilmer Sánchez Caiza

CC: 1714455688

DEDICATORIA

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mi Padre que con tanto esfuerzo y dedicación jamás descanso hasta ver culminado este capítulo de mi vida, y quien siempre va apoyarme en las decisiones que tome, gracias Pa por confiar me mí. A mi Madre que con su inmenso cariño siempre estuvo ahí con sus sabios consejos para impulsarme cuesta arriba todo tu esfuerzo está aquí madre, A mi Esposa que a pesar que solo estuvo al final ha sido una parte importante para conseguir esta meta que es una de muchas que tendremos en esta larga vida que nos espera juntos, se la dedico con todo el amor del mundo a mis hijos Melanie Y Ethan que se han convertido en el motor para que yo pueda seguir alcanzando mis sueños, A mi amigo Francisco que siempre lucha a mi lado y jamás desmayara, eres mi hermano y este logro hiciste tu parte, en fin a todos quienes forman parte de mi vida Familia, amigos les dedico este trabajo.

Cesar Paredes

DEDICATORIA

Mi tesis la dedico con todo mi amor y cariño

Primeramente a ti Dios, que me diste la oportunidad de vivir y de regalarme una familia maravillosa.

Con mucho cariño a mis padres que me dieron la vida y han estado conmigo en todo momento. Gracias por todo papi y mami por darme su tiempo, confianza y amor, por eso y muchas cosas más les agradezco de todo corazón.

A mi querida compañera de vida, Mayri te dedico esta tesis al igual que a mis nenas Emily y Paula, por ser las personas más importantes en mi vida.

A todos mis amigos que siempre están pendientes de mí, y prefiero no nombrarlos para evitar olvidarme de alguien, en su nombre está hecho este trabajo que representa mi esfuerzo y sacrificio. Y a mí querido Equipo Hakuna Matata PL14, ya que este trabajo forma parte de mi carta de logros, y les agradezco su apoyo en todos los momentos especiales de mi vida.

Edison Ewsc Sánchez

AGRADECIMIENTO

Le agradezco a Dios por haberme acompañado y guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi fortaleza en los momentos más difíciles, y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo de inmensa felicidad.

Le doy gracias a mis padres Cesar y Blanca por jamás desmayar y apoyarme en todo momento, por los valores que me han inculcado, y sobre todo por todo el amor que me han dado.

A mi hermana, a mis sobrinos y a mi cuñado por ser una parte muy importante de mi vida, quienes siempre me apoyaron gracias por estar a mi lado

A mi esposa e hijos gracias por apoyarme incondicionalmente por confiar en mí y seguir apoyándome en las decisiones que debamos tomar.

A mi mejor amigo Francisco que como un hermano siempre ha confiado en mí

Gracias a nuestro directo de tesis por la paciencia y los consejos impartidos a lo largo del desarrollo para poder lograr un buen trabajo.

A mi compañero de tesis que siempre hemos estado al pendiente para que todo esto sea posible

Gracias a toda la familia y amigos en general.

Cesar Paredes

AGRADECIMIENTO

Agradezco infinitamente a Dios con todo amor y cariño por darme la fuerza, dedicación y la resistencia suficiente para poder lograr un proyecto más en mi vida, con el apoyo incondicional de mis padres, y el ejemplo de trabajo continuo y superación que me han inculcado.

Agradezco a todos los miembros de mi familia, Mami, Papi, Fabricio, Mayri, Emily, Paula, Tía Rosa, Richard, Jonathan, y todos aquellos que me han apoyado en el transcurso de mi vida, no solo en mi vida estudiantil, y una agradecimiento especial a Tamy, una pequeña especial que siempre me ha motivado e insistido en la consecución de este proyecto, por eso de todo corazón les deseo que Dios les devuelva el doble de todo lo que se merecen.

Edison Ewsc Sánchez

RESUMEN

El propósito de esta tesis es realizar un análisis comparativo de dos estructuras, de forma similar con materiales diferentes, acero y aluminio, con el fin de obtener la opción más viable económica y de resistencia estructural.

En el primer capítulo se fundamenta en un análisis global teórico del adecuado uso de materiales estructurales, ventajas y desventajas de los tipos de estructuras tanto en acero y aluminio, anclajes, juntas, apoyos, esfuerzos admisibles, tipos de carga que actúan enfocándose en los métodos de cálculo para el análisis y diseño estructural.

En el segundo capítulo se determinará el cálculo y diseño de la estructura metálica, los parámetros iniciales son los datos de la ubicación y características generales para el diseño.

Se efectúa la tabulación de todas las fuerzas que intervienen, con la finalidad de realizar un análisis de cada uno de los elementos que componen la estructura, por medio de cálculos y diseño se selecciona los perfiles adecuados que soporten la carga en la estructura, y con el análisis realizado se considerará los esfuerzos determinados en los cálculos anteriores, para establecer un excelente diseño y la comparación entre los materiales, de esta forma se garantiza tener un diseño óptimo y un análisis comparativo preciso.

Y en el tercer capítulo se identificarán los diversos conceptos, factores y cálculos para la elaboración de costos unitarios. El estudio y conocimiento de aplicación de los costos directos, indirectos, de financiamiento y utilidad, llevan a la formación de una metodología de análisis de los costos.

Para analizar los costos de producción en construcciones se deben cuantificar las tarifas de mano de obra, equipo, materiales, transporte, entre otros. Que son factores que influyen en la ejecución de un proyecto los cuales determinaran la viabilidad del mismo. Se realiza un enfoque de costos unitarios en actividades de fabricación, montaje y transporte de materiales de acuerdo con la realidad económica del país.

ABSTRACT

The purpose of this work is to develop a comparative analysis of two similar metallic structures (built in two different materials: aluminum and steel), in order to make a decision about which one is the most convenient economically and technically.

Chapter No. 1 is based on a theoretical analysis focused on the appropriate material selection, advantages and disadvantages of the different type of structures (Built on aluminum and steel), anchoring bolts, joints, supports, allowable stresses and type of loads. This analysis will be made through structural analysis and design calculus methods.

The Chapter No. 2 will develop calculations and design criteria for the metallic structure construction. Location and general information will be considered as initial parameters for design.

Every active load will be tabulated in order to make an analysis of each one of the elements which composes the structure. Through design criteria and calculations, appropriate profiles are selected to be intended to bear loads in the structure. After the analysis, active stresses will be determined through calculations in order to establish an optimized design. Also material comparison guarantees an optimal design and a precise comparative analysis.

And Chapter No. 3 will identify concepts, factors and calculations required to elaborate a unit costs analysis. The study and knowledge related to the application of direct and indirect costs, financing and profit margin, leads to the development of a costs analysis method.

In order to analyze costs in construction, some issues like labor rates, equipment costs, material costs and transportation must be considered. These are the factors who will determine the viability of the project. Finally, a unit costs analysis related to manufacturing processes, erection and transportation will be made, accordingly to Ecuador's economic situation.

TÍTULO

Diseño y comparación de una estructura de acero vs. una estructura de aluminio para una cubierta de 19,5 m. de luz y 6 m. de ancho a una altura de 12,3 m. con dos apoyos posteriores.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Un sistema de cierre en la parte superior de una construcción es un elemento estructural que ayuda a suministrar protección contra todos los agentes externos, por su exposición directa a la intemperie necesita estar formada por materiales de gran resistencia a las variaciones térmicas y agentes hidráulicos de la atmósfera.

Este proyecto nace al determinar la necesidad de Novopan del Ecuador S.A. para evitar el aumento de humedad en la viruta de madera apilada en el silo de almacenamiento, la misma que al aumentar el porcentaje de humedad representará un mayor gasto de energía en el proceso de secado, en la elaboración del MDP (madera de partículas).

Por la ubicación actual de NOVOPAN DEL ECUADOR, un problema fundamental a considerar en el diseño son las cargas por viento que registra el sector.

JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Una cubierta de acero o una cubierta en aluminio en este sector es la manera más viable para evitar el incremento de humedad en la materia prima (viruta de madera), por ende el consumo innecesario de energía en la línea de secado, incrementando la eficiencia y productividad del secador.

La comparación de un diseño en estructura de acero frente a un diseño en estructura de aluminio, permitirá tomar la mejor decisión el momento de la construcción en relación de costo beneficio.

ALCANCE

Simulación de una estructura con juntas rígidas en dos materiales, acero y aluminio para establecer las ventajas y desventajas de su utilización.

Comparación de diseño de la estructura en acero y aluminio.

Análisis de cargas de viento.

Análisis estructural con respecto a soldaduras, pernos de expansión, y placas.

Análisis de costos de una estructura de acero y de una estructura de aluminio.

Elaboración de planos generales y despieces.

OBJETIVOS:

OBJETIVO GENERAL

- Comparar el diseño de una estructura de acero y una estructura de aluminio para un silo de 19.5 m. de luz y 6 m. de ancho a una altura de 12.3 m. con dos apoyos posteriores.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Desarrollar la teoría necesaria para el diseño.
- Diseñar bajo “Normas técnicas para diseño por sismo y por viento”.
- Elaborar los planos generales y de los elementos que lo conforman.
- Simular el diseño de las estructuras, utilizando el software SAP 2000.
- Analizar la viabilidad de la estructura de acero frente a la estructura de aluminio en relación de costos.

HIPÓTESIS GENERAL

La estructura de acero será capaz de soportar todas las cargas.

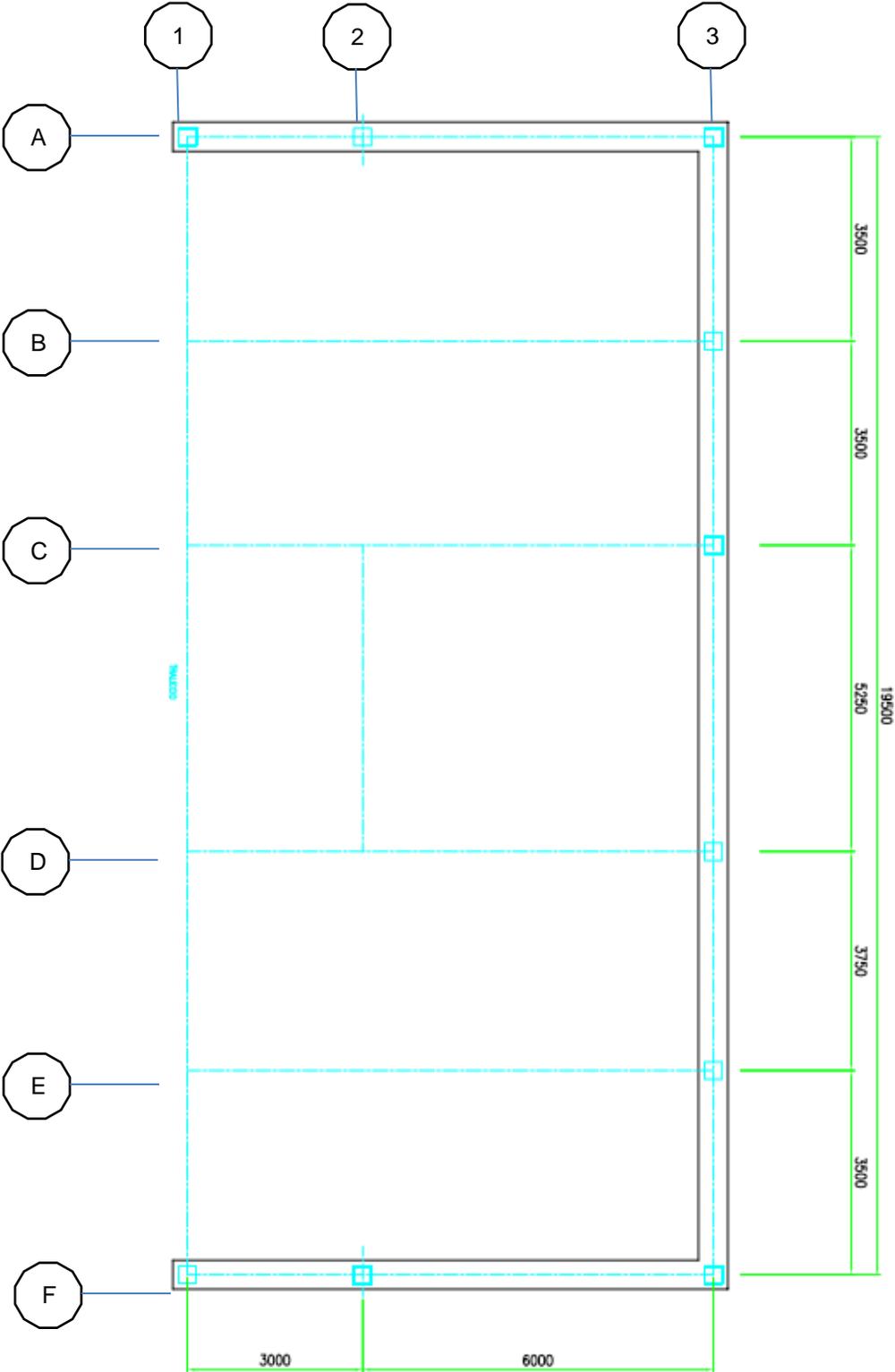
HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

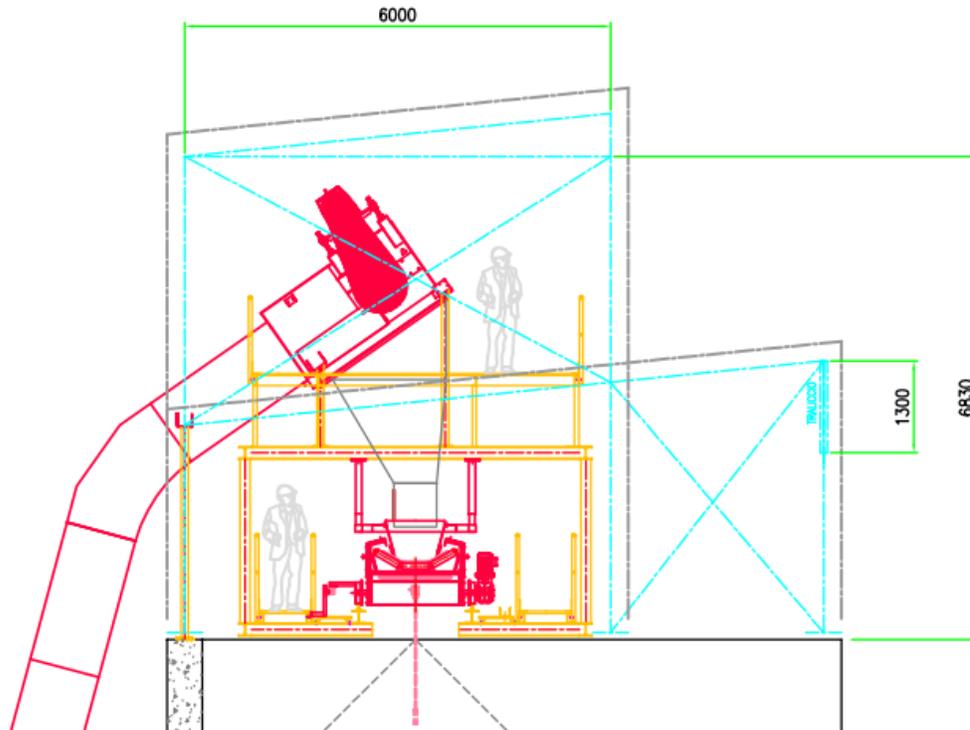
El diseño y simulación de la estructura de acero será más viable frente a la estructura de aluminio en relación de costos.

Estructuralmente el diseño de la cubierta de acero será mejor que la diseñada en aluminio.

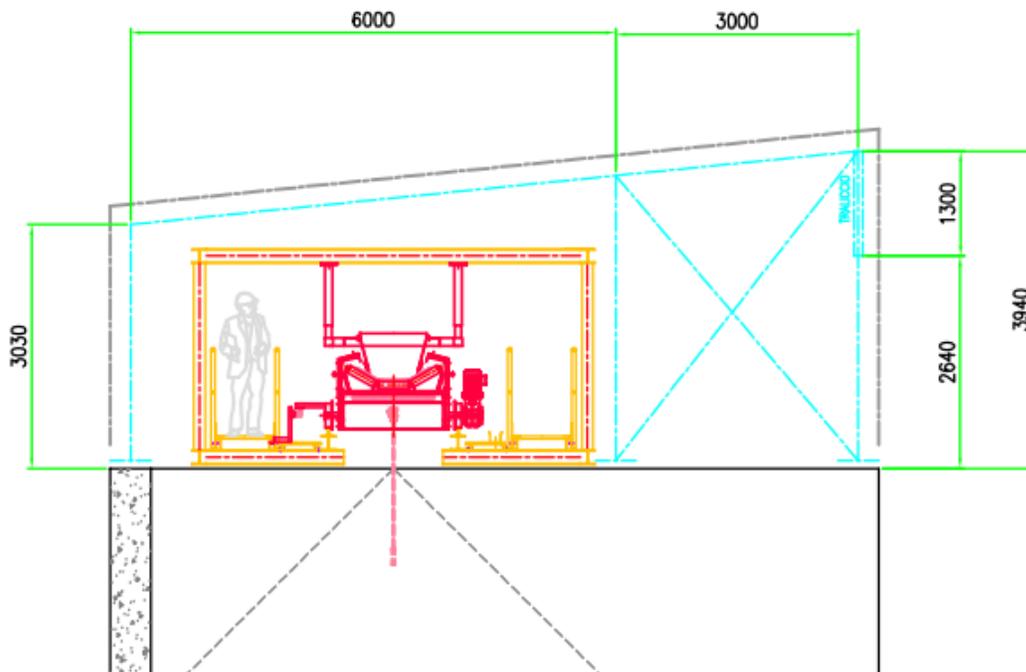
La rigidez de la estructura de acero será la necesaria para que la estructura sea apta para resistir las cargas por viento.

ESQUEMA





VISTA CORTE D



VISTA EJE F

ÍNDICE

Certificación.....	II
Declaratoria de responsabilidad.....	III
Dedicatoria	IV
Dedicatoria	V
Agradecimiento	VI
Agradecimiento	VII
Resumen.....	VIII
Abstract	IX
Índice.....	X
Índice de figuras.....	XII
Índice de tablas	XXXII
Índice de anexos	XIX
Glosario de términos	XX

CAPÍTULO I

ESTRUCTURAS METÁLICAS, DEFINICIONES Y CONCEPTOS

1.1	Generalidades.....	1
1.2	Cubiertas.....	1
1.2.1	Función.....	1
1.2.2	Elementos de una cubierta.....	1
1.2.3	Estructuras para cubiertas.....	3
1.2.4	Materiales estructurales para cubiertas.....	3
1.2.5	Conclusiones de las estructuras y sus materiales.....	11
1.2.6	Clasificación de las estructuras para cubiertas.....	12
1.2.7	Estructuras Isoestáticas e Hiperestáticas.....	16
1.2.8	Perfiles de acero como material estructural.....	17
1.3	Análisis y diseño estructural.....	21
1.3.1	Métodos de diseño.....	21
1.3.2	Combinaciones de carga.....	23
1.3.3	Fórmulas de cálculo de cargas.....	24
1.3.4	Fórmulas de cálculo de reacciones, momentos axiales y cortantes.....	37
1.4	Formulaciones para el cálculo de la armadura.....	42
1.4.1	Asignación de cargas.....	42
1.4.2	Método de los nudos para resolver la armadura.....	44
1.5	Formulación del diseño de las correas.....	53
1.5.1	Determinación de cargas.....	54
1.5.2	Parámetro del cálculo de la correa como una viga continua.....	55
1.6	Parámetros para el diseño del arriostramiento.....	61
1.6.1	Área expuesta.....	62
1.6.2	Arreglo del Arriostramiento.....	63
1.7	Características del diseño de la placa base de las columnas.....	64
1.7.1	Características del diseño de los anclajes.....	66
1.8	Parámetros del diseño de las juntas.....	68
1.8.1	Procedimientos de soldadura.....	68

1.8.2	Tipos de conexiones soldadas.....	68
1.8.3	Diseño de la soldadura.....	69
1.8.4	Características para la soldabilidad.....	71

CAPÍTULO II

CÁLCULO Y DISEÑO

2.1	Generalidades	72
2.2	Características de la ubicación para el diseño.....	72
2.2.1	Precipitaciones.....	74
2.2.2	Temperatura y humedad relativa atmosférica	74
2.2.3	Velocidad y dirección del viento	74
2.2.4	Suelos y tipo de suelo	75
2.2.5	Zona Sísmica	75
2.2.6	Condiciones Climáticas	75
2.2.7	Condiciones Geográficas	75
2.3	Análisis funcional del sistema estructural	76
2.4	Requerimientos técnicos y funcionales.....	76
2.5	Cálculo y diseño estructural.....	77
2.5.1	Geometría de la estructura.....	77
2.5.2	Parámetros de diseño	79
2.5.3	Cargas de diseño	79
2.5.4	Combinaciones de Carga.....	83
2.5.5	Secciones de los elementos.....	83
2.5.6	Material de los elementos.	87
2.5.7	Esquema de la estructura	88
2.5.8	Resultados de la modelación en SAP 2000 V16.0.0	91
2.5.9	Deformaciones en la estructura	97
2.5.10	Diseño de columnas.....	100
2.5.11	Diseño de vigas.....	105
2.5.12	Diseño de celosía (arriostres, diagonales y montantes).....	109
2.5.13	Diseño de Cordón de la Celosía	112
2.5.14	Diseño de correas	115

2.5.15 Diseño de cimentación	119
2.5.16 Diseño de los pernos de anclaje	123
2.5.17 Diseño de soldadura	125

CAPÍTULO III

COSTOS, ANÁLISIS Y SIMULACIÓN

3.1 Generalidades	133
3.2 Presupuesto de construcción.....	133
3.3 Inversión	134
3.4 Análisis de costos	134
3.4.1 Por su comportamiento en el volumen de producción.....	135
3.4.2 Por la identificación con el producto que elabora.....	135
3.5 Análisis de costos unitarios.....	144
3.5.1. Suministro y montaje de columnas de acero.....	144
3.5.2 Suministro y montaje de vigas de acero.....	144
3.5.3 Suministro y montaje de correas de acero	145
3.5.4 Suministro y montaje de cordones de acero	145
3.5.5 Suministro y montaje de diagonales de acero.....	145
3.5.6. Suministro y montaje de columnas de aluminio	151
3.5.7 Suministro y montaje de vigas de aluminio	151
3.5.8 Suministro y montaje de correas de aluminio.....	151
3.5.9 Suministro y montaje de cordones de aluminio.....	151
3.5.10 Suministro y montaje de diagonales de aluminio	151
3.6. Análisis de presupuestos	157
Conclusiones.....	159
Recomendaciones.....	161
Referencias y bibliografía.....	162
Anexos.....	162

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO I

Figura 1. 1: Elementos de una cubierta.....	2
Figura 1. 2: Pórtico estructural con madera.....	4
Figura 1. 3: Estructuras de hormigón.	6
Figura 1. 4: Estructura de aluminio.....	8
Figura 1. 5: Marco rígido (a).1 agua, (b). 2 aguas.	13
Figura 1. 6: Tipos de armaduras	14
Figura 1. 7: Tipo de arcos (a) fijos; (b) biarticulado y (c) triarticulado.....	15
Figura 1. 8: Principales perfiles laminados en caliente.....	18
Figura 1. 9: Principales perfiles conformados en frío.	20
Figura 1.10: Variación de las cargas vivas a través de la vida útil de la estructura.....	24
Figura 1.11: Variación de las cargas muertas a través de la vida útil de la estructura.....	26
Figura 1. 12: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.	32
Figura 1. 13: Espectro sísmico elástico, que representa sismo de diseño	33
Figura 1. 14: Carga uniformemente distribuida sobre el arco.....	39
Figura 1. 15: Carga horizontal uniformemente distribuida sobre el arco.	40
Figura 1.16: Método de nudos para resolver una armadura tipo, (a) armadura cargada, (b) diagrama cuerpo libre nudo I.	44
Figura 1. 17: Denominación de elementos planos.	46
Figura 1. 18: Elementos comprimidos rigidizados.	47
Figura 1. 19: Elementos comprimidos no rigidizados.	47
Figura 1. 20: Valores de K, con diversas condiciones en sus extremos.....	49
Figura 1. 21: Elementos a compresión.....	50
Figura 1. 22: Viga continua hiperestática.	53
Figura 1. 23: Viga isostática	53
Figura 1. 24: Configuración de los ejes para las correas.	54
Figura 1. 25: Viga continua de 4 apoyos y 3 segmentos.....	55
Figura 1. 26: Cálculo de reacciones en una viga continua,	57

Figura 1. 27: Elemento sometido a un momento flector M	58
Figura 1. 28: Vista que muestra el arriostramiento en el plano del techo.....	61
Figura 1. 29: Áreas expuestas a la acción longitudinal.	62
Figura 1. 30: Nomenclatura para el arreglo del arriostramiento.	63
Figura 1. 31: Nomenclatura de la placa base.....	64
Figura 1. 32: Reacciones sobre la placa del anclaje.	65
Figura 1. 33: Disposición de los pernos de anclaje sobre la placa base.	67
Figura 1. 34: Tipos de Juntas de soldadura.	68
Figura 1. 35: Tipos de Soldaduras.	69
Figura 1. 36: Denominación del cordón de soldadura tipo filete.....	69

CAPÍTULO II

Figura 2.1: El tiempo sector Pifo 2013.	73
Figura 2. 2: Vista Frontal de la estructura.	77
Figura 2. 3: Vista superior de la estructura.....	78
Figura 2. 4: Vista lateral de la estructura.....	78
Figura 2. 5: Combinaciones de carga.....	83
Figura 2. 6: Características geométricas de columnas.....	83
Figura 2. 7: Características geométricas de vigas.....	84
Figura 2. 8: Características geométricas de correas.	84
Figura 2. 9: Características geométricas de cordones de armadura.	85
Figura 2. 10: Características geométricas de arriostre, diagonales y montantes ..	85
Figura 2. 11: Propiedades del acero.	87
Figura 2. 12: Propiedades del aluminio.	88
Figura 2. 13: Vista lateral. Dimensiones del pórtico.	89
Figura 2. 14: Vista frontal. Dimensiones del pórtico.	89
Figura 2. 15: Esquema 3D.....	90
Figura 2. 16: Vista apoyos de la estructura.	91
Figura 2. 17: Gráfico de momento flector.	92
Figura 2. 18: Gráfico de cortante.....	92

Figura 2. 19: Gráfico de axial	93
Figura 2. 20: Deformación en estructura de acero.	97
Figura 2. 21 Deformación en estructura de acero.	98
Figura 2. 22: Deformación en estructura de aluminio.....	98
Figura 2. 23: Deformación en estructura de aluminio.....	99
Figura 2. 24: Dimensiones de la placa para estructura de acero.	120
Figura 2. 25: Dimensiones de la placa para estructura de aluminio.....	121
Figura 2. 26: Fuerza soportada por los pernos.....	123

CAPÍTULO III

Figura 3. 1 Diagrama de elementos influyentes en los costos directos.....	136
Figura 3. 2 Diagrama de elementos de los costos indirectos	143

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO I

Tabla 1. 1: Relaciones de $\frac{\text{resistencia}}{\text{peso}}$, de algunos materiales.	9
Tabla 1. 2: Cargas vivas mínimas para cubiertas en $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$	25
Tabla 1. 3: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	31
Tabla 1. 4: Coeficiente de suelo S y coeficiente Cm	31
Tabla 1. 5: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	32
Tabla 1. 6: Valores de coeficiente de reducción de respuesta estructural R.....	33
Tabla 1. 7: Coeficiente de exposición (Ce).....	35
Tabla 1. 8: Coeficiente de Presión (Cq)	36
Tabla 1. 9: Factor de importancia (Iw).....	37
Tabla 1. 10: Presión de estancamiento (qs).....	37

CAPÍTULO II

Tabla 2. 1: Climatología del sector Tola M002	73
Tabla 2.2: Parámetros climáticos a ser considerados durante el diseño del proyecto.	75
Tabla 2.3: Condiciones geográficas a ser considerados durante el diseño del proyecto.	75
Tabla 2.4: Datos de la estructura	79
Tabla 2.5: Peso de la estructura de acero.....	81
Tabla 2.6: Cargas por niveles para estructura de acero.....	81
Tabla 2.7: Peso de la estructura de aluminio.	82
Tabla 2.8: Cargas por niveles para estructura de aluminio	82
Tabla 2.9 Propiedades de las secciones de acero	86
Tabla 2.10 Propiedades de las secciones de acero	86

Tabla 2.11 Propiedades de las secciones de aluminio.....	86
Tabla 2.12 Propiedades de las secciones de aluminio.....	87
Tabla 2.13 Esfuerzos máximos y mínimos para columnas de estructura de acero	93
Tabla 2.14 Esfuerzos máximos y mínimos para vigas de estructura de acero	94
Tabla 2. 15 Esfuerzos máximos y mínimos para arriostres, diagonales y montantes de estructura de acero	94
Tabla 2. 16 Esfuerzos máximos y mínimos para cordón superior e inferior de armadura de estructura de acero	31
Tabla 2. 17 Reacciones en los apoyos para la estructura de acero.....	95
Tabla 2. 18 Esfuerzos máximos y mínimos para columnas de estructura de aluminio	95
Tabla 2. 19 Esfuerzos máximos y mínimos para vigas de estructura de aluminio	95
Tabla 2. 20 Esfuerzos máximos y mínimos para arriostres, diagonales y montantes de estructura de aluminio.....	96
Tabla 2. 21 Esfuerzos máximos y mínimos para cordón superior e inferior de armadura de estructura de aluminio.....	96
Tabla 2. 22 Reacciones en los apoyos para la estructura de aluminio.....	96
Tabla 2. 23 Propiedades de la sección de columnas de acero	100
Tabla 2. 24 Propiedades de la sección de columnas de acero	100
Tabla 2. 25 Diseño a compresión de Columna de Acero	100
Tabla 2. 26 Diseño a Flexión de Columna de Acero	101
Tabla 2. 27 Propiedades de la sección de columnas de acero	102
Tabla 2. 28 Propiedades de la sección de columnas de acero	102
Tabla 2. 29 Rediseño a Flexión de Columna de Acero	102
Tabla 2. 30 Propiedades de la sección de columnas de aluminio	103
Tabla 2. 31 Propiedades de la sección de columnas de aluminio	103
Tabla 2. 32 Diseño a compresión de Columna de Aluminio.....	103
Tabla 2. 33 Diseño a flexión de Columna de aluminio	104
Tabla 2. 34 Propiedades de la sección de vigas de acero	105
Tabla 2. 35 Propiedades de la sección de vigas de acero	105

Tabla 2. 36 Diseño a flexión de vigas de acero.....	106
Tabla 2. 37 Propiedades de la sección de vigas de aluminio.....	107
Tabla 2. 38 Propiedades de la sección de vigas de aluminio	107
Tabla 2. 39 Diseño a flexión de vigas de aluminio	108
Tabla 2. 40 Propiedades de la sección de arriostres de acero.....	109
Tabla 2. 41 Propiedades de la sección de arriostres de acero.....	109
Tabla 2. 42 Diseño a compresión de diagonales de acero.....	110
Tabla 2. 43 Propiedades de la sección de arriostres de aluminio	111
Tabla 2. 44 Propiedades de la sección de arriostres de aluminio	111
Tabla 2. 45 Diseño a compresión de diagonales de aluminio	111
Tabla 2. 46 Propiedades de la sección de cordones de acero.....	112
Tabla 2. 47 Propiedades de la sección de cordones de acero.....	112
Tabla 2. 48 Diseño a compresión de cordón de celosía de acero.....	113
Tabla 2. 49 Propiedades de la sección de cordones de aluminio.....	114
Tabla 2. 50 Propiedades de la sección de cordones de aluminio.....	114
Tabla 2. 51 Diseño a compresión de cordón de celosía de aluminio	114
Tabla 2. 52 Cargas y esfuerzos en correas de acero.....	115
Tabla 2. 53 Propiedades de la sección de correas de acero.....	115
Tabla 2. 54 Propiedades de la sección de correas de acero.....	115
Tabla 2. 55 Diseño a flexión de correas de acero	116
Tabla 2. 56 Cargas y esfuerzos en correas de aluminio	117
Tabla 2. 57 Propiedades de la sección de correas de aluminio	117
Tabla 2. 58 Propiedades de la sección de correas de aluminio	117
Tabla 2. 59 Diseño a flexión de correas de aluminio.....	118
Tabla 2. 60 Reacciones en el nudo 20 de acero	123
Tabla 2. 61 Reacciones en el nudo 20 de aluminio.....	124
Tabla 2. 62 Peso de la estructura de acero.....	131
Tabla 2. 63 Peso de la estructura de aluminio	131

CAPÍTULO III

Tabla 3. 1 Costos unitarios de equipos	137
Tabla 3. 2 Costos de mano de obra	138
Tabla 3. 3 Factor de demanda de combustible	139
Tabla 3. 4 Costos de materiales para estructura de acero.....	140
Tabla 3. 5 Costos de materiales para estructura de aluminio	141
Tabla 3. 6 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de columnas de acero.....	146
Tabla 3. 7 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de vigas de acero.....	147
Tabla 3. 8 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de correas de acero.....	148
Tabla 3. 9 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de cordones de acero.....	149
Tabla 3. 10 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de diagonales de acero.....	150
Tabla 3. 11 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de columnas de aluminio	152
Tabla 3. 12 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de vigas de aluminio	153
Tabla 3. 13 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de correas de aluminio.....	154
Tabla 3. 14 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de cordones de aluminio	155
Tabla 3. 15 Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de diagonales de aluminio.....	156
Tabla 3. 16 Presupuesto para estructura de acero	157
Tabla 3. 17 Presupuesto para estructura de aluminio	157
Tabla 3. 18 Comparación de presupuestos de estructura de acero y aluminio...	158

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 (PLANOS)	163
Anexo 2	164
Anexo 3	166
Anexo 4	169

Glosario de Términos

Arriostramiento: En el caso de cubiertas se denominan así a los perfiles angulares o bien pletinas, que están dispuestos comúnmente en cruces de San Andrés, que forman unos entramados en los planos de las cubiertas capaces de absorber empujes del viento.

Rigidizadores: Son componentes adicionales cuyo objetivo es incrementar la resistencia a las cargas laterales de las vainas en los puntos de apoyo, por ejemplo las secciones de vainas semicirculares situadas entre apoyos y tendones.

Alquidáticos: Los esmaltes alquidáticos se utilizan para proteger las superficies metálicas del medio ambiente por ejemplo a puertas, ventanas, tanques de almacenamiento, además de utilizarse para decorar y proteger superficies de madera, concreto, piedra o ladrillo.

Mortero: Es una mezcla de conglomerantes inorgánicos, áridos y agua, y posibles aditivos que sirven para pegar elementos de construcción tales como ladrillos, piedras, bloques de hormigón, etc. Además, se usa para rellenar los espacios que quedan entre los bloques y para el relleno de paredes. Los más comunes son los de cemento y están compuestos por cemento, agregado fino y agua.

Cerchas: Son estructuras reticuladas que soportan grandes cargas o que cubren vanos extensos (más de 5 metros) tal como se realiza en las cubiertas.

Geotécnicas: Describen las características del Terreno tales como la morfología de los suelos, identificándolos y clasificándolos in situ, para obtener la información necesaria y suficiente para realizar los cálculos de las cimentaciones.

Aerodinámica: Estudia parte de la mecánica de fluidos que consiste en las acciones que aparecen sobre los cuerpos sólidos cuando existe un movimiento relativo entre éstos y el fluido que los baña, siendo éste último un gas y no un líquido, caso éste que se estudia en hidrodinámica.

CAPÍTULO I

ESTRUCTURAS METÁLICAS DEFINICIONES Y CONCEPTOS

1.1 Generalidades

El presente capítulo se fundamenta en un análisis global teórico del adecuado uso de materiales estructurales, ventajas y desventajas de los tipos de estructuras tanto en acero y aluminio, anclajes, juntas, apoyos, esfuerzos admisibles, tipos de carga que actúan enfocándose en los métodos de cálculo para el análisis y diseño estructural.

1.2 Cubiertas

En este apartado se tratan las cubiertas en cuanto a los elementos que los conforman, la función que cumplen, los tipos de cubiertas y algunos materiales usados en el medio.

1.2.1 Función

Para el caso específico de las cubiertas, es importante mencionar que su mayor ventaja se puede encontrar cuando se desea cubrir pequeñas y grandes luces. Este tipo de estructuras pueden ser fácilmente elaboradas por la gran diversidad en el mercado, así como la ventaja de poder ser armados sus miembros ya sea mediante remaches, pernos o soldadura.

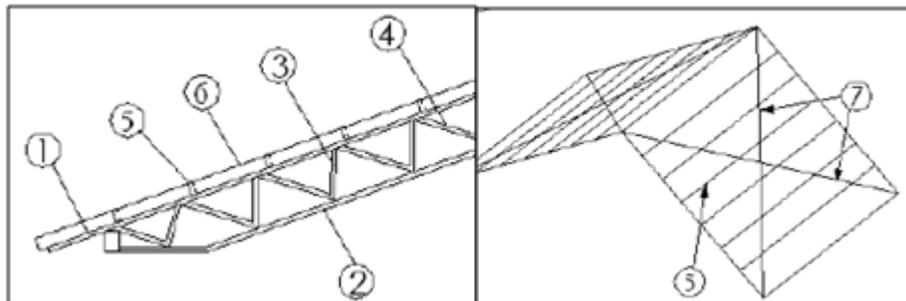
Estas estructuras cumplen una importante función dentro de los ámbitos deportivos, industriales, sociales y también pueden ser tomados como solución en el campo habitacional.

1.2.2 Elementos de una cubierta

Los elementos que componen una cubierta metálica son conocidos en el campo industrial con algunos sinónimos que dependen del tipo de estructura y los materiales utilizados.

En la figura 1.1 se ilustra los componentes de una cubierta elaborada mediante perfiles estructurales.¹

- Los miembros 1, 2, 3,4 son los componentes principales de la estructura, cubre un claro a la vez que soportan tanto cargas vivas como cargas muertas.
- El miembro 5 transmite las cargas de la cubierta a la estructura principal, trabajando siempre a flexión.
- El miembro 6 es el que cubre toda la estructura.
- Y el miembro 7 cuya función principal es el arriostramiento que se encarga de dar la rigidez y soporta las cargas latentes de viento y/o sismos.



Fuente: VALENCIA G, Estructuras Metálicas

Figura 1. 1: Elementos de una cubierta

1. Junta superior.
2. Junta Inferior.
3. Montaje.
4. Diagonal.
5. Correa.
6. Arriostramientos.

¹ Fuente: VALENCIA G, Estructuras Metálicas, Cap. I, Pág. 11

1.2.3 Estructuras para cubiertas.

La estructura se puede definir como un conjunto de elementos simples dispuestos de tal forma que soporten pesos y cargas, sin romperse, ni sufrir deformaciones excesivas de otras partes del sistema o mecanismo.

Deben estar constituidas de tal manera que tengan suficiente resistencia, su montaje y desmontaje sea práctico, y su economía sea de la más viable.

Seguridad: Las estructuras no solo deben soportar las cargas impuestas, sino que además las deflexiones y vibraciones resultantes, no sean excesivas alarmando a los ocupantes o que en sí provoquen agrietamientos.

Costos: El proyectista debe siempre procurar abatir los costos de construcción sin reducir la resistencia, algunas ideas que permiten hacerlo, solo usando secciones estándar, haciendo un detalle simple de conexiones y previendo un mantenimiento literalmente fácil.

Factibilidad: Las estructuras diseñadas deben fabricarse y montarse sin problemas, por lo que el diseñador debe adecuarse al equipo e instalaciones disponibles debiendo empaparse de cómo se realiza la fabricación y el montaje de las estructuras para después poder detallar adecuadamente.

1.2.4 Materiales estructurales para cubiertas.

En la práctica de la ingeniería estructural se dispone de un sin número de materiales estructurales, que incluyen: acero, concreto, madera, y posiblemente plásticos y algunos otros metales, como aluminio y hierro colado.

A menudo el empleo o uso, el tipo de estructura u otro parámetro de diseño imponen el material estructural.²

Estructuras de madera

Las maderas poseen buenas aptitudes para ser usadas en estructuras, sin embargo, la obtención de piezas de grandes dimensiones y de buena calidad, provenientes de especies nativas, es cada vez menos frecuente ya que hay diferentes problemas sanitarios que estas sufren. En la figura 1.2 se indica una estructura realizada con madera.



Fuente: www.flickr.com³

Figura 1. 2: Pórtico estructural con madera

Aunque parezca algo paradójico por ser la madera un material combustible, las estructuras de este material laminado son las más resistentes al fuego. Las mismas son las únicas de comportamiento previsible en caso de incendio, ya que no requiere protección complementaria y su destrucción es progresiva a una velocidad conocida.

² Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción, Pág. 4.1.

³ <http://www.flickr.com/photos/inmunizadoraserye/>

Ventajas de las estructuras de madera.

- La madera tiene una alta resistencia a la compresión, en algunos casos muy superior, con relación al peso del acero.
- La madera permite el uso de tablas cortas, angostas y saneadas, para dar forma a piezas estructurales.
- No existen limitantes en cuanto a las dimensiones de las vigas.
- Es posible diseñar estructuras prácticas y estéticas al mismo tiempo, ya que además de que satisface los esfuerzos requeridos, se logran formas armoniosas y atractivas.
- Se pueden diseñar las estructuras de tal manera que ofrezcan resistencia al fuego, ya que el avance de la combustión para la madera laminada es de $\frac{1\text{ cm}}{15}$, característica que ningún otro material posee.
- La relación $\frac{\text{peso}}{\text{resistencia}}$, resulta baja si se la compara con otros materiales. Estos disminuyen costos y eleva la eficiencia del producto.

Desventajas de las estructuras de madera.

- La madera no es homogénea dificultando las consideraciones de diseño.
- Tiene muy baja la resistencia a la tensión y moderada resistencia a la cizalladura.
- El traslado de vigas con grandes dimensiones y longitudes se convierte en algo dificultoso.
- Es vulnerable a la humedad.
- Generalmente son utilizadas en construcciones secundarias o provisionales.

Estructuras de hormigón.

El hormigón o el concreto es un material artificial que se utiliza en estructuras que se obtiene mezclando cemento, agua, algunos materiales como la grava y otros refinados.

El hormigón es el único material de construcción que llega en bruto a la obra. Esta es una de las características que le hace al hormigón muy útil en la construcción, ya que se puede moldear de muchas formas.

Otra característica del hormigón es su resistencia, su bajo costo y su larga duración. Si se mezcla con los materiales adecuados, el hormigón puede soportar fuerzas de compresión muy elevadas.

Su resistencia longitudinal es baja, pero reforzándolo con acero y a través de un diseño adecuado se puede hacer que la estructura sea tan resistente a las fuerzas longitudinales como a la compresión.⁴



Fuente: www.acambiode.com⁵

Figura 1. 3: Estructuras de hormigón.

Ventajas de las estructuras de hormigón.

Frente a los sistemas constructivos convencionales de cubiertas de este tipo de material (estructura metálica y de hormigón), ofrecen diferentes ventajas:

- Velocidad de ejecución.
- Versatilidad de tamaños y diseños.

⁴ Fuente: AENOR, Asociación española de normalización y certificación, Especificaciones de hormigón y su resistencia, 2010.

⁵ http://www.acambiode.com/producto/fotos_estructuras-de-hormigon-subcontrata-o-chalets_64994

- Posibilidad de ampliación de acuerdo con el crecimiento de la demanda de espacios.
- Muy bajo costo en el mantenimiento.

Desventajas de las estructuras de hormigón.

- Su principal desventaja es la falta de resistencia al esfuerzo de tensión.
- Debido a su amorfismo, su modelado y acabado se presentan, a menudo los gastos mayores en su empleo.
- En este tipo de construcciones el peso es alto con respecto a los demás métodos de construcción.
- La reacción química entre el cemento y el agua que produce el endurecimiento de la pasta y la compactación de los materiales que se introducen en ella requieren mayor tiempo y paciencia.
- Cuando la superficie de hormigón se ha endurecido requiere un tratamiento especial, ya sea salpicando con agua o cubriéndola con materiales que retengan la humedad.

Estructuras de aluminio

El aluminio es un material muy ligero que se usa para una gran variedad de elementos estructurales, decorativos y funcionales en la construcción de edificios como se puede apreciar en la figura 1.4.

Tiene una buena relación $\frac{\text{resistencia}}{\text{peso}}$, comparado con otros materiales estructurales como se ve en la tabla 1.1.

Además, un volumen dado de aluminio pesa menos que $\frac{1}{3}$, del mismo volumen del acero.⁶

Este metal se utiliza cada vez con más frecuencia en edificaciones tanto con propósitos estructurales como ornamentales.

⁶ Fuente: Microsoft Encarta 2007. 1993-2006 Microsoft Corporation.



Fuente: www.talleressanbernabe.com/

Figura 1. 4: Estructura de aluminio

Ventajas de la estructuras de aluminio.

- Una de las principales ventajas es que su peso es sumamente ligero con una buena resistencia mecánica.
- Posee una alta resistencia a la corrosión.

Desventajas de la estructura de aluminio.

- Muy suave
- Tiene una rigidez muy baja.
- Por su expansión térmica existen grandes variaciones de las dimensiones.
- Baja resistencia al fuego.
- Costo relativamente muy alto.

⁷ <http://www.talleressanbernabe.com/images/aluminio/mamparas-bano-cerramientos/cerramientos-05.jpg>

MATERIAL	RESISTENCIA PROMEDIO $F_u \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$	PESO ESPECIFICO $\gamma \left(\frac{Kg}{dm^3} \right)$	$\frac{RESISTENCIA}{PESO}$ $\frac{F_u}{\gamma} (m^3)$
Bambu	1400	0,8	1750
Aluminio	1900	2,7	7073
Madera	300	0,5	6000
Acero	4400	7,8	5641
Hormigón Refor.	670	2,3	2913
Hormigón Armado.	370	2,3	1609
Ladrillo Reforzado	200	1,8	1111
Ladrillo o Bloque	15	0,8	188
Adobe	0,1	1,8	0.56

Fuente: FREDERICK S.; Manual Integral para Diseño y Construcción., Pag.24

Tabla 1. 1: Relaciones de $\frac{\text{resistencia}}{\text{peso}}$, de algunos materiales.

Estructuras metálicas.

Ventajas del acero como material estructural

El acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de mayor importancia en los usos estructurales están:⁸

- Alta resistencia: La alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y construcciones cimentadas en suelos blandos.
- Homogeneidad: Las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
- Elasticidad: El acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke), hasta alcanzar esfuerzos considerables.

⁸Fuente: FREDERICK S., Material Integral para la Construcción y Diseño; Pág. 7.1.

- Precisión dimensional: Los perfiles laminados están fabricados bajo las normas ASTM y estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- Ductilidad: El acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- Tenacidad: Tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformaciones (Elásticas e inelásticas.)
- Facilidad de unión con otros miembros: El acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- Rapidez de montaje: La velocidad de construcción en el acero es muy superior al resto de materiales.
- Disponibilidad de secciones y tamaños: El material está disponible para perfiles que sirven para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- Costo de recuperación: Las estructuras de acero de desecho, tiene un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra.
- Reciclable: El acero es degradable en el 100 % de los casos en reciclable.
- Facilidad de Aplicaciones: Permite modificaciones en los proyectos de manera sencilla.
- Prefabricación de estructuras: El material permite hacer la mayor parte de la estructura en el taller y la mínima en la obra pero con mayor exactitud.

Desventajas del Acero

- Corrosión: Es un fenómeno que se presenta en todos los materiales, debido a que la naturaleza siempre trata de llevar a condiciones más estables a los materiales, es decir, a estados que tengan una menor energía libre de Gibbs, y es ocasionada por el ataque químico del medio

ambiente hacia el material. La intemperie del acero está expuesto a la corrosión por lo que se le debe recubrir con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos), exceptuando en los aceros que son inoxidable.

- Oxidación: Es la pérdida de material por medio de un medio corrosivo o efecto electroquímico.
- Fatiga: La resistencia del acero, así como del resto de materiales pueden disminuir cuando se someten a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes alternativas).
- Pandeo elástico: Debido a su alta $\frac{\text{resistencia}}{\text{peso}}$, el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, con la aparición de dicha flexión lateral, su rápido crecimiento, pérdida de la estabilidad del elemento, provocando el colapso de la estructura.
- Calor y Fuego: En el caso de incendios el calor se propaga muy rápido por las estructuras haciendo que su resistencia disminuya hasta alcanzar temperaturas que haga que se comporte plásticamente, debiendo protegerse con aislantes de calor y del fuego. Como mortero, asbesto, concreto, etc.

1.2.5 Conclusiones de las estructuras y sus materiales

Utilizando todos los datos expuestos en los párrafos anteriores, se puede concluir que cuando aparte de una acción funcional, se busca fines estéticos, como el caso de las bodegas, cuando la estructura no está hecha solo para soportar las cargas, sino que normalmente son visitadas por el turismo, el cual en la actualidad representa la mayor parte de los ingresos de estas empresas, se suele optar por las estructuras de vigas laminadas, o estas combinas con placas de hormigón, pero esta opción conlleva un costo mucho mayor a las estructuras metálicas.

Cuando por algún motivo se necesita que la estructura esté lista para trabajar, rápidamente se suele optar por una estructura de hormigón, que se ensambla muy velozmente, pudiendo lograr estructuras en tiempos más cortos que lo normal, tan cortos como en pocas semanas, aunque esto conlleva a su costo muy superior al habitual.

Cuando se busca la solución más económica se prefiere a la estructura de acero, salvo que se trate de una industria que utilice materiales agresivos o materiales altamente inflamables, es importante considerar otro tipo de material, debido a que este tipo de estructuras colapsan rápidamente ante la presencia de altas temperaturas, muchas veces sin permitir la evacuación del personal, con serias consecuencias de estos siniestros.

1.2.6 Clasificación de las estructuras para cubiertas.

Las estructuras se pueden clasificar en dos grandes grupos: marcos y armaduras, estas se analizan a fin de relaciones con las condiciones que se disponen en el proyecto.

Marcos

Son estructuras cuyas juntas y uniones mantienen los mismos ángulos entre sus miembros antes y después de la aplicación de la carga.

“El marco rígido es una estructura conjunta resistente a momentos. En las juntas los miembros están rígidamente conectados entre sí, para impedir la rotación relativa de ellos cuando se aplican las cargas. Las ventajas de estos marcos son: economía, apariencia y ahorro en la altura libre.

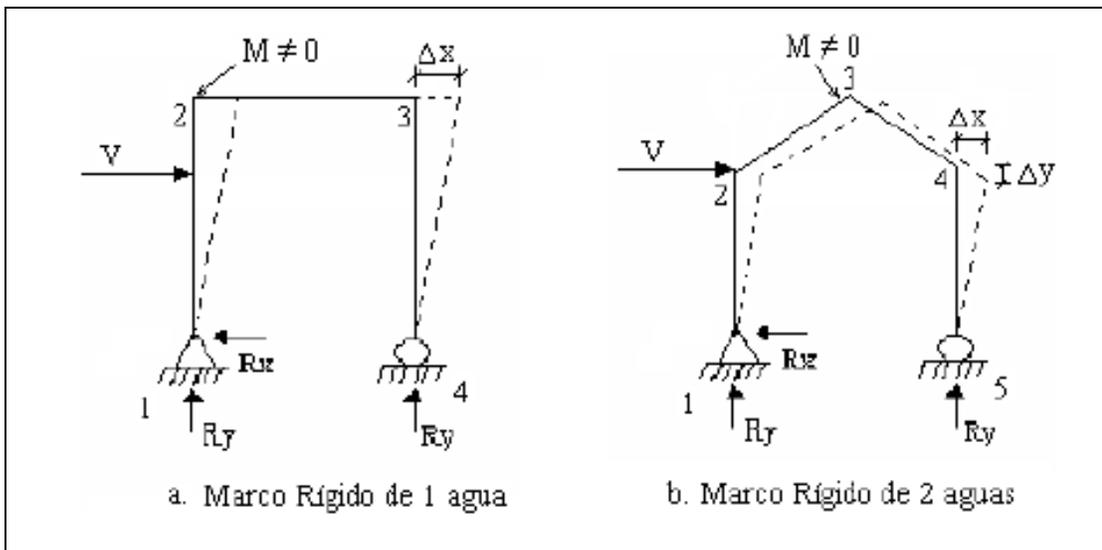
Desempeñan los mismos trabajos que las columnas de acero y las armaduras pero sin ocupar espacio. Los marcos rígidos han demostrado el ser muy satisfactorios para templos religiosos, en función de sus auditorios,

casas de campo, coliseos y otras estructuras que requieren grandes áreas sin obstrucción.”⁹

En consecuencia, los miembros de un marco rígido están generalmente sujetos a cargas axiales, de corte y de momentos.

Estos pueden ser de una agua o de dos aguas, en el alma llena de sección uniforme así como de sección variable.

En la figura 1.5. Se muestran dos marcos rígidos, a la izquierda un marco a 1 agua, es decir, con un grado de libertad sobre el eje “X”, y a la derecha un marco rígido a 2 aguas, es decir, puede desplazarse sobre “X”, “Y”.



Fuente: Mc. Cormac Jack C., Diseño de Estructuras Metalizas., Marcos

Figura 1. 5: Marco rígido (a).1 agua, (b). 2 aguas.

Armaduras

Son estructuras formadas por varios elementos en forma de uno o varios triángulos, tomando en consideración que esta es la forma más estable que se pueda analizar, siendo el número de combinaciones casi infinito.

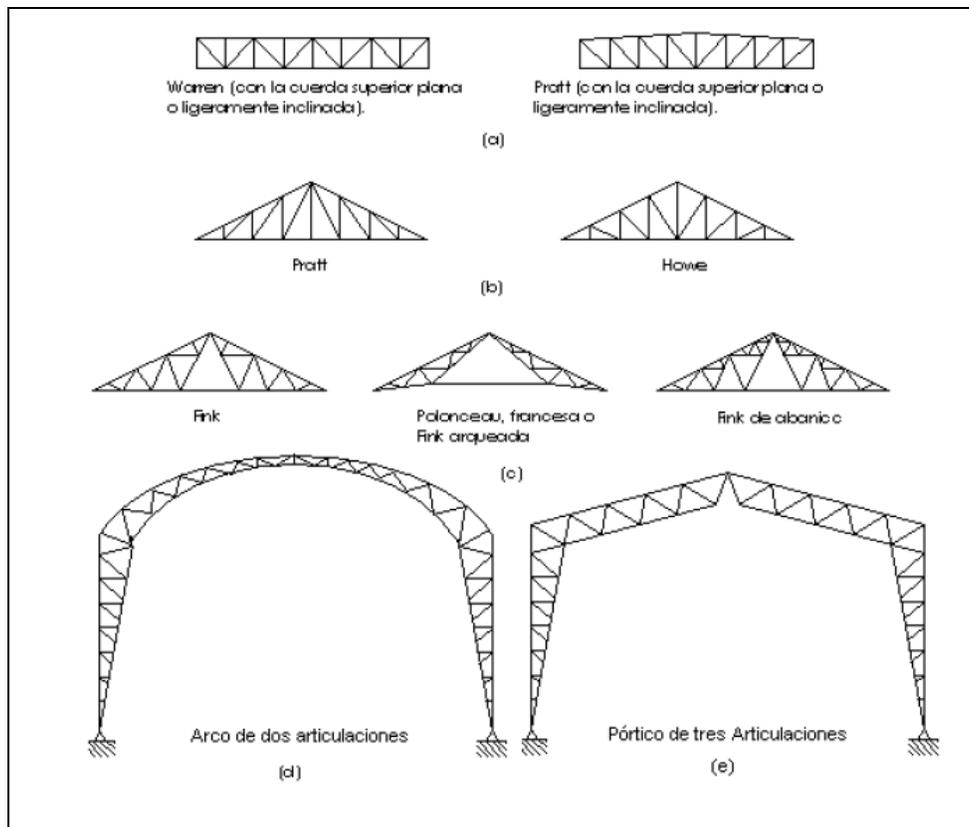
“Las armaduras se pueden definir como vigas grandes, de gran peralte y de alma abierta. El propósito de las armaduras para techos es de servir de

⁹ Fuente: Mc. Cormac Jack C., Diseño de Estructuras Metalizas., Marcos, Cap. 19, pág. 650.

apoyo para una cubierta para protegerse contra los elementos naturales (lluvia, nieve, viento, granizo). A la vez que realizan estas funciones deben soportar tanto las techumbres como su peso propio”¹⁰.

Los elementos forman triángulos en su plano y están dispuestos de tal manera que las cargas externas se aplican en los nudos por lo que teóricamente solo causan cargas de tensión o compresión axial cuando en los vértices de los triángulos existen juntas carentes de fricción.

Estas pueden ser de diversos tipos como se indica en la Figura 1.6.



Fuente: McCormac J, Diseño de estructuras metálicas, 1ª Ed., Pág. 589

Figura 1. 6: Tipos de armaduras

¹⁰ Fuente: Mc. Cormac Jack C., Diseño de Estructuras Metalizas., Armaduras, Cap. 17, pág.586.

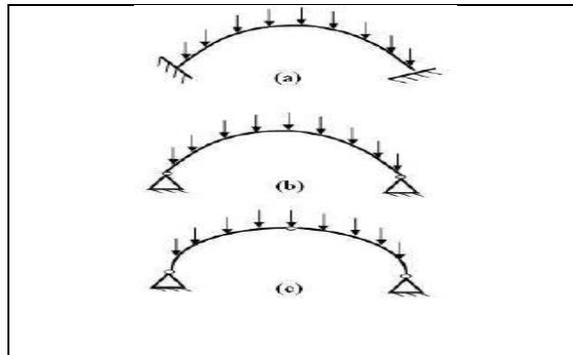
Arcos.

Los arcos son una aplicación tanto de los marcos rígidos como de las armaduras.

“Un arco puede definirse como una estructura que depende (usualmente un grado considerable) para su capacidad de soportar cargas verticales en el desarrollo de componentes de reacción horizontal, que actúan hacia el centro del claro del arco, en los apoyos de los extremos”.¹¹

Tipos de arcos.

Desde el punto de vista estructural los arcos se clasifican en fijos, biarticulados y triarticulados.¹²



Fuente: KISELLOV; Mecánica de Construcción; pág. 170

Figura 1. 7: Tipo de arcos (a) fijos; (b) biarticulado y (c) triarticulado.

Los arcos se construyen generalmente en concreto reforzado y en cañones profundos, donde los apoyos pueden soportarse en roca resistente.

Los biarticulados de la Figura 1.7 son los más comunes. En estos, la relación horizontal algunas veces se da por el terreno y en otras mediante un elemento interno a tensión, son los denominados arcos atirantados.

¹¹ Fuente: Kinney S., Análisis de estructuras Indeterminadas., Cap. 13, Pág. 598 – 599.

¹² Fuente: KISELLOV; mecánica de construcción; pág. 170

Los arcos triarticulados se construyen generalmente en madera estructural laminada o en acero y son estructuras insensibles al asentamiento de los apoyos.

Al elegir la forma de los arcos se basa en el deseo de conseguir que los resultados del cálculo tomen la forma de fórmulas simples. Otros criterios de selección de forma de arcos son la estética y la facilidad de construcción.

1.2.7 Estructuras Isoestáticas e Hiperestáticas.

En la Ingeniería Mecánica, el término estructura, se puede referir a todo tipo de objeto que posea la capacidad de soportar y ejercer cargas.¹³

Las mismas deben estar en equilibrio, sabiendo que un cuerpo se encuentra en éste estado cuando están en reposo o MRU y para ello la sumatoria de fuerza o cargas externas como internas debe ser cero así como también los momentos de todas las fuerzas respecto a cualquier eje.

$$\sum F_x = 0 \quad (\text{Ec. 1.1})$$

$$\sum F_y = 0 \quad (\text{Ec. 1.2})$$

$$\sum M_z = 0 \quad (\text{Ec. 1.3})$$

Las ecuaciones de arriba mencionadas son suficientes para que en un sistema plano se encuentre en equilibrio estático.

En una estructura se necesita establecer las fuerzas y las reacciones que se transmiten de miembro a miembro anteriormente, para poder realizar estos cálculos que se deben distinguir en dos tipos de estructuras: Isostáticas e Hiperestáticas.

¹³ Fuente: Castillo H., Análisis y Diseño Estructural; Cap. 7, Págs. 339 – 343.

Estructuras Isostáticas

También son conocidas como estáticamente determinadas. Para el análisis de esta clase de estructuras se debe tener presente los principios de la estática pues para la determinación de las reacciones externas y fuerzas internas en los diferentes miembros es suficiente la aplicación de la condición de equilibrio. (Ecuaciones 1.1, 1.2, 1.3).

Para la determinación de las fuerzas externas, el número de las reacciones en los apoyos (incógnitas) no deben sobrepasar de tres y se supone que es un cuerpo rígido en equilibrio, lo que se busca comprobar es que cuando las fuerzas externas actúan sobre él, forma un sistema de fuerzas equivalentes igual a cero.

Estructuras Hiperestáticas.

También conocida como indeterminada. Un cuerpo o una estructura es hiperestática cuando está sujeta al equilibrio por medio de una condición de apoyos y un miembro al punto que el número de la reacción y esfuerzo se encuentre mayor que el número de ecuaciones independientes que la estática permite establecer, esta diferencia entre el número de ecuaciones y el número de incógnitas se las conoce como grado de hiperestaticidad.

Para resolver estos problemas es necesario utilizar además de las ecuaciones de la estática, ecuaciones que toman en consideración las deformaciones de los elementos estructurales, el número de ecuaciones superfluas necesarias es igual al grado de hiperestaticidad.

1.2.8 Perfiles de acero como material estructural

Para el diseño de la estructura metálica, puentes, edificios, cubiertas, torres de transmisión, tanques y otros, se utilizan una diversidad de materiales que deben reunir características que este tipo de construcción necesitan satisfacer como: Resistencia Mecánica F_y, F_{ut} , ductilidad, resistencia a la

fatiga, tenacidad, resistencia a la corrosión, rapidez de montaje, economía y otros.

Los perfiles de acero como material estructural son de una gran importancia para el diseñador y construcción de estructuras metálicas. Estos perfiles de acero se los encuentra en el mercado en varias clases, pero se pueden clasificar en general en dos clases: Perfiles laminados en caliente y conformados en frío.¹⁴

Perfil laminado en caliente

Estos perfiles son prefabricados por laminadoras a partir de un lingote, su clasificación va de acuerdo con su ancho y espesor así como de su forma.

Todas las clases de perfil se encuentran estandarizadas, para este tipo de secciones las normas más usadas son las de American Institute of Steel Construction. (A.I.S.C.).

Algunos tipos de perfiles se aprecian en la figura 1.8.



Fuente: www.unionesacero.files.wordpress.com¹⁵

Figura 1. 8: Principales perfiles laminados en caliente

¹⁴ Fuente: GAYLORD E., Diseño de Estructuras de Acero, Cap. 2, Pág. 74 - 84

¹⁵ <http://unionesacero.files.wordpress.com/2012/07/perfiles2.jpg>

Ventajas de los Perfiles en Caliente.

- Gran soporte a esfuerzos de fluencia desde $2540 \frac{Kgf}{cm^2}$ (Acero A-36).
- Se encuentra con facilidad en el mercado nacional.
- Son de gran utilidad para construcción de puentes, edificios, torres, tanques, cubiertas de grandes luces tanto en armaduras como en arcos.
- No necesitan rigidizadores.
- Tiene gran ductilidad.

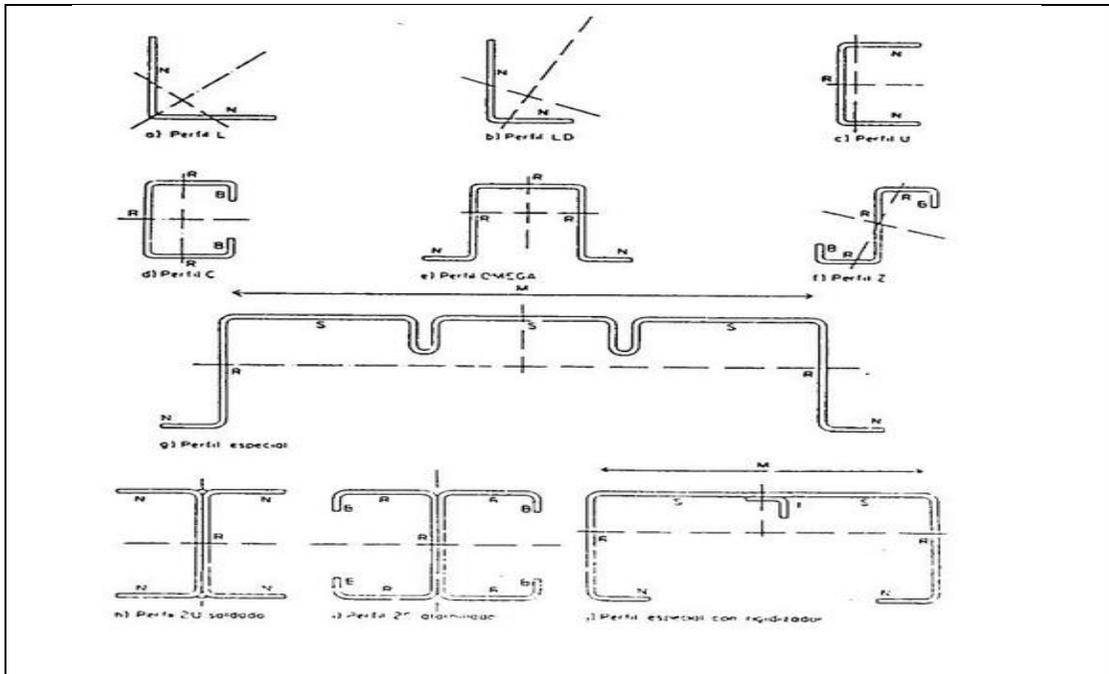
Desventajas de los Perfiles en Caliente

- Su costo es muy elevado.
- En algunos casos se debe importar y hacer el laminado solo bajo pedido.
- Por su alto costo no se utilizan en estructuras pequeñas.

Perfil conformado en frío.

El proceso de fabricación de este tipo de perfiles es a través de rodillos o dobladoras, a partir de láminas o chapas de acero las cuales se elaboran en forma de bobinas. Se utilizan principalmente en cubiertas, cerchas, correas, estructuras livianas, edificios bajos y con cargas livianas.

Debido a la gran variedad de tipos de laminados en frío que se pueden producirse como se ve en la figura 1.9, estos no han sido estandarizados como los anteriores. Algunos fabricantes han creado su línea propia de perfiles. Los diseñadores y constructores de estructuras y cubiertas metálicas pueden hacer fabricar perfiles especiales para trabajos particulares. Para el diseño de este tipo de materiales se utiliza la norma AISI (American Iron and Steel Institute) o Instituto Americano de Hierro y de Acero.



Fuente: www.aparejadoresalbacete.es¹⁶

Figura 1. 9: Principales perfiles conformados en frío.

Ventajas de Perfiles Conformados en Frío.

- Su costo es mucho menor que el anterior.
- Se encuentra sin ningún problema en el mercado.
- Se le puede dar la forma requerida.
- Tiene una mejor apariencia arquitectónica.
- Secciones livianas.

¹⁶ www.aparejadoresalbacete.es/as400/basicas3g.htm

1.3 Análisis y diseño estructural

1.3.1 Métodos de diseño.

Los métodos actualmente aprobados y más utilizados por las diferentes especificaciones de diseño son:

- Método de diseño por esfuerzo admisible (ASD por sus siglas en inglés).
- Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD igualmente por sus siglas en inglés).

Método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

La resistencia de los materiales requerida no debe exceder la resistencia admisible de diseño permitida por las especificaciones:¹⁷

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega} \quad (\text{Ec. 1.4})$$

Dónde:

R_a = Resistencia Requerida (ASD)

R_n = Resistencia Nominal.

Ω = Factor de Seguridad.

$\frac{R_n}{\Omega}$ = Resistencia Admisible.

Las resistencias requeridas (fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y momentos de torsión) de los miembro estructurales, se calculan mediante los métodos aceptados de análisis estructural, con las cargas nominales o de servicio especificadas para todas las combinaciones de cargas del código de construcción aplicable.

¹⁷ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; ASD; Sección A5 1.1-1

El factor de seguridad

- Compensa las incertidumbres del diseño, fabricación y montaje de las componentes estructurales, y de la estimación de las cargas.
- Tiene un solo valor para una condición dada, independientemente del tipo de carga considerada.

Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

En el diseño por factores de carga y resistencia: la resistencia requerida determinada con base en las combinaciones de cargas factorizadas, no debe exceder la resistencia de diseño de cada componente.¹⁸

$$R_a = \sum(\gamma_i * Q_i) \leq \phi * R_n \quad (\text{Ec. 1.5}).$$

Dónde:

γ_i = Factor de carga i

Q_i = Efecto de carga i

$R_a = \sum(\gamma_i * Q_i)$ = Son los efectos de las cargas factorizadas en la estructura o la resistencia requerida del análisis estructural.

ϕ = Factor de Resistencia.

R_n = Resistencia Nominal

$\phi * R_n$ = Resistencia de Diseño

Nota: Se pueden utilizar cualquier de los dos métodos para el diseño de los componentes de una estructura de acero. Sin embargo, no se deben utilizar dos métodos para el diseño de los diferentes miembros de la misma estructura.

¹⁸ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Member; 1996; Sección A6. 1.1-1.

1.3.2 Combinaciones de carga.

Combinaciones de carga en ASD.

La estructura y sus componentes de deben diseñar de tal manera que las resistencias admisibles de diseño sean iguales o mayores que los efectos de las cargas nominales de cada una de las siguientes combinaciones de carga:¹⁹

$$\text{Comb 1: } W_{DL} + W_{LL} \quad (\text{Ec. 1.6})$$

$$\text{Comb 2: } 0,75(W_{DL} + W_{WL}) \quad (\text{Ec. 1.7})$$

$$\text{Comb 3: } 0,75(W_{DL} + W_{EL}) \quad (\text{Ec. 1.8})$$

$$\text{Comb 4: } 0,75(W_{DL} + W_{LL} + W_{WL}) \quad (\text{Ec. 1.9})$$

$$\text{Comb 5: } 0,75(W_{DL} + W_{LL} + W_{EL}) \quad (\text{Ec. 1.10})$$

Combinaciones de carga en LRFD.

$$\text{Comb 6: } 1,4 W_{DL} \quad (\text{Ec. 1.11})$$

$$\text{Comb 7: } 1,2 W_{DL} + 1,6 W_{LL} \quad (\text{Ec. 1.12})$$

$$\text{Comb 8: } 1,2 W_{DL} + 1,6 W_{WL} + 0,5 W_{LL} \quad (\text{Ec. 1.13})$$

$$\text{Comb 9: } 1,2 W_{DL} \pm 1,0 W_{EL} + 0,5 W_{LL} \quad (\text{Ec. 1.14})$$

$$\text{Comb 10: } 0,9 \pm (1,6 W_{WL} \text{ or } 0,5 W_{LL}) \quad (\text{Ec. 1.15})$$

Dónde:

W_{DL} = Carga muerta.

W_{LL} = Carga Viva.

W_{WL} = Carga de Viento.

W_{EL} = Carga de Sismo.

¹⁹ Fuente: AISI; Specification for the Desing of Cold-Formed Steel Structural Member; 1996; Seccion A 5..1-2.

1.3.3 Fórmulas de cálculo de cargas.

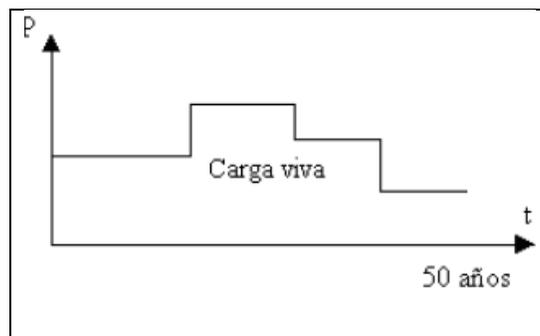
Una de las tareas más importantes en el diseño estructural es determinar la manera más precisa posible, el valor de las cargas que soportará la estructura durante su vida útil, así como su posición y también determinar las combinaciones más desfavorables que de acuerdo a los reglamentos que puedan presentarse.

Cargas vivas.

Es la carga sobre puesta por el uso y ocupación del edificio, sin incluir la carga debido al viento, la carga por movimientos sísmicos o carga muerta.²⁰

Pueden ser causadas por los pesos de los objetos colocados temporalmente sobre la estructura, por ejemplo:

- Personal.
- Mobiliario.
- Empujes de cargas de Almacenes, etc.



Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción

Figura 1. 10: Variación de las cargas vivas a través de la vida útil de la estructura.

²⁰ Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág. 1

Las cargas vivas mínimas especificadas en los códigos se determinan estudiando la historia de sus efectos sobre estructuras existentes, como se ve en la figura 1.10. Usualmente esas cargas incluyen en margen para tener una protección contra deflexiones excesivas o sobrecargas repentinas.

Se supone que la carga viva actúa verticalmente sobre el área proyectada sobre el plano horizontal.²¹

INCLINACIÓN DE LA CUBIERTA	AREA TRIBUTARIA DE CARGA EN METROS CUADRADOS PARA CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL.		
	0 a 20	21 a 60	Sobre 60
Plana o con pendiente menor que 1:3 Arco o bóveda con flecha menor a 1/8 de luz	100	80	60
Pendiente de 1:3 a menos de 1:1 Arco o bóveda con flecha menor a 1/8 de luz a menos de 3/8 de luz	80	70	60
Pendiente de 1:1 y mayor Arco o bóveda con flecha menor a 1/8 de luz o mayor	60	60	60
Marquesinas, excepto cubiertas con tela	25	25	25

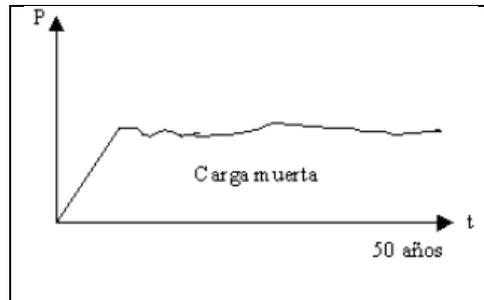
Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág. 4

Tabla 1. 2: Cargas vivas mínimas para cubiertas en $\frac{Kg}{m^2}$

²¹ Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág. 4

Cargas muertas.

Es la carga vertical, debida al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales permanentes de una edificación, como: Muros, pisos, techos, equipo fijo de servicio.



Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción

Figura 1. 11: Variación de las cargas muertas a través de la vida útil de la estructura.

Para determinar el peso de las estructuras de acero a menudo se suelen usar ciertas fórmulas que acercan al valor de la carga muerta a aplicarse, siendo una buena aproximación, como se ve en el ejemplo de la figura 1.11, pero lamentablemente estas ecuaciones no consideran la inclinación de las cubiertas, por lo que, un método más exacto es estimar la cantidad de material que entraría en la estructura, como lo es:

Peso de:

- La cubierta y accesorios.
- Los elementos constituyentes del pórtico.
- Las correas y accesorios.
- Inmuebles, iluminación, etc.

Estos valores detalla el fabricante en sus catálogos ya sea en kilogramos de material por metro cuadrado o en su lugar por metro lineal.

Peso de la cubierta.

La carga W_c total es debido al peso de la cubierta se determina con la siguiente fórmula:

$$W_c = (p)(s)(d) \quad (\text{Ec. 1.16})$$

Dónde:

W_c = Carga total de la cubierta (kgf)

p = Peso estimado de la cubierta $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$, dado por el fabricante.

s = Longitud del arco de la Puerta (m).

d = Separación entre pórticos (m).

La carga correspondiente W_c vertical uniformemente repartida sobre la luz del pórtico se determina como:

$$w_c = \frac{W_c}{L} \left(\frac{kg}{m}\right) \quad (\text{Ec. 1.17})$$

Peso del pórtico

Para determinar el peso del pórtico W_p se estima las secciones a utilizarse y sus dimensiones, así:

$$W_p = p * L_p \quad (\text{Ec. 1.18})$$

Dónde:

W_p = Carga total del Pórtico (kgf)

p = Peso estimado de los perfiles $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$, dado por el fabricante

L_p = Longitud estimada de los perfiles (m).

La carga W_p vertical uniformemente repartida sobre la luz del pórtico se determina como:

$$w_p = \frac{W_p}{L_p} \left(\frac{kg}{m} \right) \quad (\text{Ec. 1.19})$$

Peso de las correas

La carga W_G total en kg debido al peso de las correas se determina:

$$W_G = p * L_p \quad (\text{Ec. 1.20})$$

Dónde:

W_G = Carga total de las correas (kgf).

p = Peso estimado de los perfiles $\left(\frac{kg}{m^2} \right)$, dado por el fabricante.

L_G = Longitud estimada de las correas (m).

La carga correspondiente W_G uniformemente repartida sobre la luz del pórtico se determina como:

$$w_G = \frac{W_G}{L_G} \left(\frac{kg}{m} \right) \quad (\text{Ec. 1.21})$$

Carga de sismos.

Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la misma causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral del área. Sus magnitudes dependen de la velocidad y tipo de aceleración del suelo, así como de su masa y rigidez.²²

²² Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág.8-40

Estas cargas se pueden determinar cómo fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura. En la práctica, los efectos de la aceleración, velocidad y desplazamiento de la misma pueden determinarse como un espectro de respuesta sísmica.

Una vez establecida esta gráfica, las cargas sísmicas pueden calcularse usando un análisis dinámico basado en la teoría dinámica estructural. Este análisis es a menudo muy elaborado y requiere el uso de un sistema informático. Aunque este puede ser el caso, dicho análisis es obligatorio si la estructura es muy grande.

Para estructuras pequeñas, un análisis estático de diseño sísmico puede ser satisfactorio este método aproxima las cargas dinámicas mediante un conjunto de fuerzas estáticas externas que se aplican lateralmente a la estructura.

Una fórmula para hacer esto lo da el Código Ecuatoriano de la Construcción (C.E.C); determinar el “cortante basal total de diseño” V en la estructura y puede escribirse como:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P R\Phi_E} \quad (\text{Ec. 1.22})$$

$$C = \frac{1,25 * S^2}{T} \quad (\text{Ec. 1.23})$$

Dónde:

V = Constante basal total de diseño.

Z = Factor de Zonas sísmica. Tabla 1.3

I = Coeficiencia de la Importancia de la Estructura. Tabla 1.5

C = Cortante basal de Diseño el cual no debe exceder el valor de C_m

establecido en la Tabla 1.4 y no debe ser menor a 0,5.

S = Coeficiente de suelo; su valor y el de su exponente se obtiene de la Tabla 1.4

R = Factor de reducción de respuesta estructural; Tabla 1.6

$\Phi_P \Phi_E$ = Factores de configuración estructural.

T = Periodo fundamental de vibración.

$$T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Ec. 1.24})$$

Dónde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos.

$C_t = 0,09$ para pórticos de acero.

El cortante basal de diseño se define como la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del C.E.C.

Las fuerzas sísmicas de diseño son fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones del C.E.C.

Dependiendo del lugar donde se realice la estructura se determinará una de las cuatro zonas sísmicas según la figura 1.12, identificando rápidamente la zona, se puede adoptar el valor del factor de zona Z según la tabla 1.3.

Este valor Z representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño.

ZONA SISMICA	I	II	III	IV
VALOR FACTOR Z	0,15	0,25	0,30	0,4

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág. 18

Tabla 1. 3: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

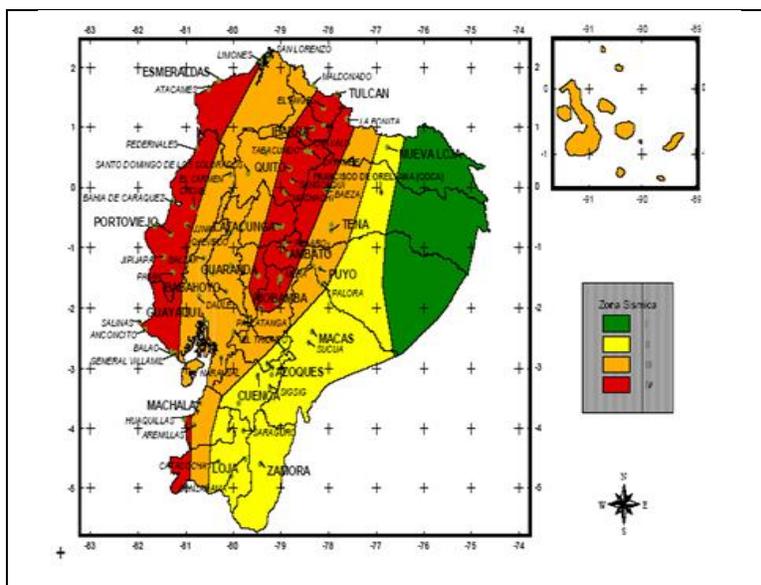
Es necesario tomar en cuenta la geología local para el diseño de la estructura considerando las condiciones geotécnicas de los perfiles de los suelos y estas se clasifican de acuerdo a las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los perfiles de suelo “S” se clasifican según la tabla 1.4 en S1, S2, S3 y S4 y a cada uno de ellos les corresponde un valor S y Cm.

PERFIL TIPO	DESCRIPCION	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estratos profundos	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0	2,5

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág. 24

Tabla 1. 4: Coeficiente de suelo S y coeficiente Cm

En la figura 1.12 se muestra las cuatro zonas sísmicas presentes en el territorio nacional.



Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág. 18

Figura 1. 10: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.

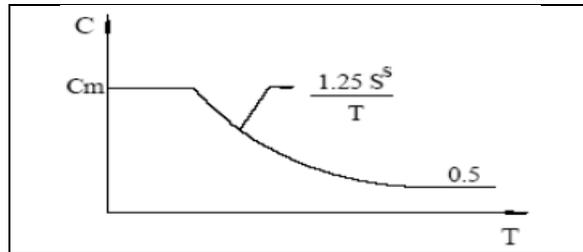
La cubierta a construirse se clasificará en una de las categorías que se presenta en la tabla 1.5 y adoptará el factor de importancia I.

Categoría	Tipos de Uso, destino e importancia	Factor I
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o Estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
2.- Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
3.- Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág. 24

Tabla 1. 5: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

El espectro de respuesta elástico normalizado proporcionado en la Figura 1.13, consistente con el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de la tabla 1.4



Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1

Figura 1. 13: Espectro sísmico elástico, que representa sismo de diseño

El factor R a utilizarse en el cálculo se escogerá en la tabla 1.6 dependiendo del sistema estructural a construir.

SISTEMA ESTRUCTURAL	R
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (Sistemas duales).	12
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas muros estructurales de hormigón armado (Sistemas Duales).	10
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadores.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas bandas y diagonales rigidizadores.	9
Sistema de pórticos sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructura de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada.	5
Estructura con muros portantes de tierra reforzada confinada	3

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1; Pág. 29

Tabla 1. 6: Valores de coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Carga de viento.

Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de esta, se convierte en energía potencial de presión. Las edificaciones y estructuras serán diseñadas y construidas para soportar las fuerzas debido a dicha presión. Las fuerzas ejercidas por el viento son el resultado de una combinación de factores tales como: velocidad de viento, exposición de la estructura, y de su forma aerodinámica.

La carga de viento P se determina de acuerdo a la siguiente fórmula:²³

$$P = C_e * C_q * q_s * I_w \quad (\text{Ec. 1.25})$$

Dónde:

P = Presión de diseño del viento en $\frac{KN}{m^2}$.

C_e = Coeficiente de Exposición. (Tabla 1.7)

C_q = Coeficiente de Presión (Tabla 1.8)

I_w = Factor de Importancia (Tabla 1.9)

q_s = Presión de estancamiento del viento en $\frac{KN}{m^2}$. (Tabla 1.10)

²³ Fuente: UBC, Uniform Building Code; 1997; Cap. 16

Altura sobre el nivel del Piso (pies)	Exposición D	Exposición C	Exposición B
X 304.8 para mm			
0-15	1,39	1,06	0,62
20	1,45	1,13	0,67
25	1,5	1,19	0,72
30	1,54	1,23	0,76
40	1,62	1,31	0,84
60	1,73	1,43	0,95
80	1,81	1,53	1,04
100	1,88	1,61	1,13
120	1,93	1,67	1,2
160	2,02	1,79	1,31
200	2,1	1,87	1,42
300	2,23	2,05	1,63
400	2,34	2,19	1,8

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1

Tabla 1. 7: Coeficiente de exposición (C_e)

Este factor de exposición C_e , representa la variabilidad de la presión de la velocidad del viento en el sitio de la estructura debido a las condiciones topográficas del terreno. Se dividen en tres grados de exposición:

- **Exposición B**

Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otro terreno con numerosas obstrucciones, donde la superficie del terreno prevalece en la dirección de barlovento por una distancia de al menos 1,61 Km o 20% de la altura de edificación, lo que sea mayor.

- **Exposición C**

Terreno abierto, llanuras y sabanas con obstrucciones dispersas que tienen alturas promedio menores a 10 m.

- **Exposición D**

Representa el caso más crítico con áreas planas no obstruidas expuestas al flujo de viento con velocidad de 80 mph ($129 \frac{km}{h}$) o más por una distancia de al menos 1,61 km (1 milla) o más.

Método	Descripción	Cq Factor
Método 1	(Método de fuerza normal)	
	Paredes:	
	Paredes Barlovento	0,8 interior
	Paredes Sotavento	0,5 exterior
	Techos	
	Viento perpendicular al cumbrero	
	Techo a sotavento o techo plano	0,7 exterior
Método 2	Techo a Barlovento	
	Menor a 32:12 (16,7%)	0,7 exterior
	Pendiente 2:12 (16,7%) o menor a 9:12 (75%)	0,9 exterior
	Pendiente 9:12 (75%) a 12:12 (100%)	0,4 interior
	Pendiente mayor a 12:12 (100%)	0,7 interior
Método 2	(Método de Área proyectada)	
	En área vertical proyectada:	
	Estructuras de 40ft (12,19 m) o menos de altura	1,3 cualquier dirección horizontal
	Estructuras sobre los 40ft (12.19 m) de altura	1,4 cualquier dirección horizontal

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1

Tabla 1. 8: Coeficiente de Presión (C_q)

CATEGORÍA	OCUPACION O FUNCIÓN DE LA ESTRUCTURA	IMPORTANCIA I_w
1. Facilidades esenciales	Áreas de albergue para emergencias y hospitales Estacionamientos de policías y bomberos Torres de control de aviación Estructuras y equipamientos de centros de comunicación gubernamental	1,15
2. Facilidades riesgosas	Almacenamiento de sustancias químicas, explosivos o tóxicas Sustancias nocivas para la salud, contaminantes	1,5
3 Estructuras de ocupación especial	Edificaciones de ocupación con una capacidad mayor a 2300 estudiantes Ocupaciones usadas para colegio o centros educativos con una capacidad mayor a 500 estudiantes Ocupaciones con 50 o más pacientes incapacitados que no incluyen en la categoría 1,	1,00
4. Estructuras de ocupación normal	Todas las estructuras con ocupaciones o funciones no descritas en las categorías 1, 2 o 3.	1,00

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1

Tabla 1. 9: Factor de importancia (I_w)

Velocidad del viento (mph) (x 1,6 para Km/h)	70	80	90	100	110	120	130
Presión q_s (psf) (x 0,0479 para KN/m ²)	12,6	16,4	20,8	25,6	31	36,9	43,3

Fuente: INEN; Código Ecuatoriano de la Construcción; Parte 1

Tabla 1. 10: Presión de estancamiento (q_s)

1.3.4 Fórmulas de cálculo de reacciones, momentos axiales y cortantes.

Para el cálculo de las reacciones, momentos axiales y cortantes según las diferentes condiciones de carga muerta, viva, viento y sismos en diferentes puntos de la estructura se utilizarán las expresiones dadas por Valerian Leontovich.

Dichas expresiones requieren la definición de datos y el cálculo de las constantes que son generales para cualquier estado de carga. Estos son:²⁴

$$\frac{I_1}{I_2} \quad (\text{Ec. 1.26})$$

$$\frac{f}{L} \quad (\text{Ec. 1.27})$$

$$\phi = \frac{I_1}{I_2} \times \frac{L}{h} \quad (\text{Ec. 1.28})$$

$$\psi = \frac{f}{h} \quad (\text{Ec. 1.29})$$

$$A = 8[1 + \phi(1,5 + 2\psi + 0,8\psi^2)] \quad (\text{Ec. 1.30})$$

$$B = \frac{4[1+1,5\phi+\phi\psi]}{A} \quad (\text{Ec. 1.31})$$

La ecuación de la parábola se obtiene con la siguiente expresión:

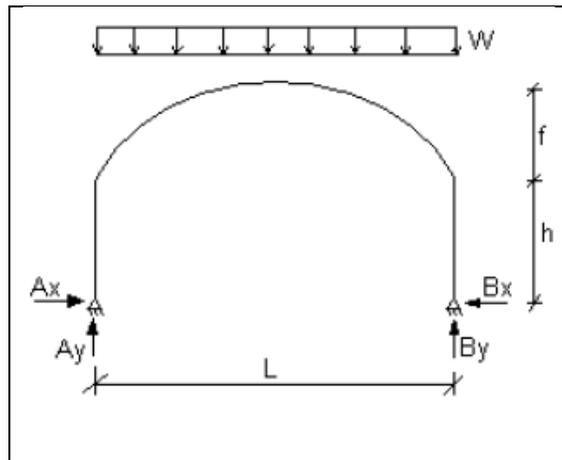
$$y = 4f \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L} \quad (\text{Ec. 1.32})$$

El ángulo φ de la pendiente del arco con la horizontal, se calcula con:

$$\tan \varphi = \frac{4f}{L} \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \quad (\text{Ec. 1.33})$$

²⁴ Fuente: LEONTOVICH.; Pórticos y Arcos; Sección 11; Pág. 197.

Carga vertical uniformemente repartida.



Fuente: LEONTOVICH.; Pórticos y Arcos; Sección 11.

Figura 1. 14: Carga uniformemente distribuida sobre el arco

Los datos correspondientes de cada fórmula se especifican en la figura 1.14.

Las reacciones horizontales se determinan con las siguientes fórmulas:²⁵

$$Ax = Bx = \frac{W \cdot L \cdot \phi}{A \cdot h} \left(1 + \frac{4\psi}{5} \right) \quad (\text{Ec. 1.34})$$

Las reacciones verticales son:

$$Ay = By = \frac{W}{2} \quad (\text{Ec. 1.35})$$

El momento en diferentes puntos se calcula con la relación:

$$Mx = \frac{Wx}{2} \left(1 - \frac{x}{L} \right) - Ax(h + y) \quad (\text{Ec. 1.36})$$

Los cortantes y axiales se determinan con las siguientes relaciones:

Cuando $x \leq \frac{L}{2}$

²⁵ Fuente: LEONTOVICH.; Pórticos y Arcos; Sección 11; Pág. 202.

$$Nx = Ax \cos\varphi + W \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) \operatorname{sen}\varphi \quad (\text{Ec. 1.37})$$

$$Qx = W \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} \right) \cos\varphi - Ax \operatorname{sen}\varphi \quad (\text{Ec. 1.38})$$

Cuando $x > \frac{L}{2}$

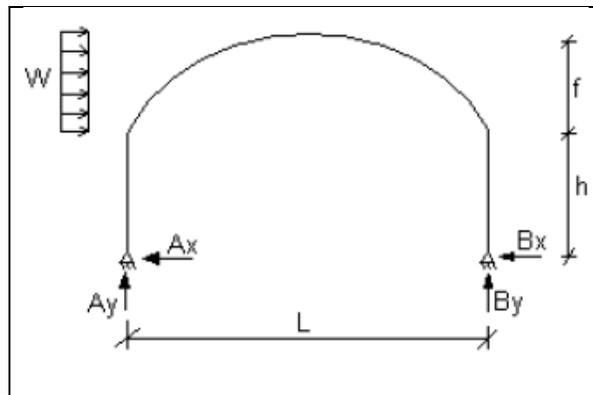
$$Nx = Ax \cos\varphi + W \left(\frac{x}{L} - \frac{1}{2} \right) \operatorname{sen}\varphi \quad (\text{Ec. 1.39})$$

$$Qx = Ax \operatorname{sen}\varphi - W \left(\frac{x}{L} - \frac{1}{2} \right) \cos\varphi \quad (\text{Ec. 1.40})$$

Carga horizontal uniformemente repartida.

Constante de la estructura:²⁶

$$k = \frac{1}{5} \left(12 - \frac{749\psi}{82} \right) \quad (\text{Ec. 1.41})$$



Fuente: LEONTOVICH.; Pórticos y Arcos; Sección 11

Figura 1. 15: Carga horizontal uniformemente distribuida sobre el arco.

Los datos correspondientes de cada fórmula se especifican en la figura 1.15.

²⁶ Fuente: LEONTOVICH.; Pórticos y Arcos; Sección 11; Pág. 206

Las reacciones horizontales se calculan con las expresiones:

$$Bx = w \left(B + \frac{k \cdot \phi \cdot \psi}{A} \right) \quad (\text{Ec. 1.42})$$

$$Ax = -(W - Bx) \quad (\text{Ec. 1.43})$$

Las reacciones verticales se resuelven con:

$$By = \frac{W}{2L} (2h + f) \quad (\text{Ec. 1.44})$$

$$Ay = -By \quad (\text{Ec. 1.45})$$

Momentos en los puntos inicial y final:

$$M_o = -Ax(h) \quad (\text{Ec. 1.46})$$

$$M_{10} = -Bx(h) \quad (\text{Ec. 1.47})$$

Momentos, cortantes y axiales en función de X:

Cuando $x \leq \frac{L}{2}$

$$Mx = (Ay)(x) - \frac{W(y)^2}{2f} - Ax(h + y) \quad (\text{Ec. 1.48})$$

$$Nx = \left(\frac{W(y)}{f} + Ax \right) \cos\varphi + Ay(\text{sen}\varphi) \quad (\text{Ec. 1.49})$$

$$Qx = - \left(\frac{W(y)}{f} + Ax \right) \text{sen}\varphi + Ay(\cos\varphi) \quad (\text{Ec. 1.50})$$

Cuando $x \leq \frac{L}{2}$

$$Mx = (By)(L - x) - Bx(h + y) \quad (\text{Ec. 1.51})$$

$$Nx = (W + Ax)\cos\varphi - Ay(\text{sen}\varphi) \quad (\text{Ec. 1.52})$$

$$Qx = Ay(\cos\varphi) + (W + Ax)\text{sen}\varphi \quad (\text{Ec. 1.53})$$

1.4 Formulaciones para el cálculo de la armadura.

Una armadura es una configuración estructural de elementos, generalmente soporta solo en sus extremos y formada por una serie de elementos rectos arreglados y conectados uno a otro, de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro, son axiales o longitudinales a ellos únicamente; esto es, de tensión o compresión.

Un triángulo es el único polígono cuya forma es incapaz de modificarse geométricamente sin cambiar la longitud de uno o más de sus lados, por esta razón, una armadura está compuesta esencialmente de un sistema de triángulos.²⁷

1.4.1 Asignación de cargas.

Carga muerta

La asignación de este tipo de carga sobre la estructura se lo realiza repartiendo el total de la carga sobre el área de trabajo en un pórtico, obteniendo así una carga puntual, es decir:

$$\text{Carga Muerta Puntual} = W_{DL} \left(\frac{kg}{m^2} \right) * L(m) * d(m) \quad (\text{Ec. 1.54})$$

Dónde:

W_{DL} = Carga muerta por unidad de Área.

L = luz del pórtico.

d = Separación entre pórticos.

A esta carga puntual se la divide y asigna para el número de nodos a ser cargados, estos son, los que constituyen la parte superior del pórtico, que

²⁷ Fuente: PARKER H., Diseño simplificado de Armaduras de Techo, 1991, Pág. 61

es además, donde se apoyan las correas. La carga se considera en la dirección vertical en el sentido de la gravedad.

Carga viva.

La asignación de la carga viva sobre la estructura se lo realiza de la misma manera que para la carga muerta, es decir, se obtiene primero una carga viva puntual:

$$Carga\ Viva\ Puntual = W_{LL} \left(\frac{kg}{m^2} \right) * L(m) * d(m) \quad (Ec. 1.55)$$

Cada término referente a la ecuación anterior tiene el mismo significado que el de la ecuación Ec. 1.51

Y luego se asigna esta carga puntual de igual forma que para la carga muerta, en los mismos puntos, dirección y sentido.

Carga de sismo

En este caso, el cortante basal de diseño, que representa la carga de sismo, se divide directamente sobre el número de nodos ya que viene expresada en Kg, pero, su asignación está dada en el sentido horizontal sobre la cubierta.

Carga de viento

De igual manera que con las cargas distribuidas, se multiplica por el área de trabajo y luego se reparte sobre el número de nodos. Esta carga debe ser aplicada en dirección horizontal:

$$Carga\ de\ Viento\ Puntual = W_{WL} \left(\frac{kg}{m^2} \right) * L(m) * d(m) \quad (Ec. 1.56)$$

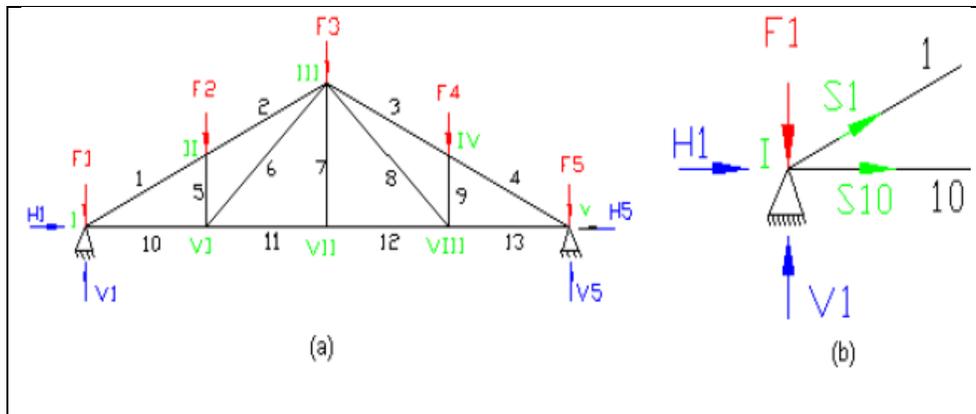
Cada término referente a la anterior ecuación tiene el mismo significado que el de la ecuación Ec. 1.51

1.4.2 Método de los nudos para resolver la armadura.

Este método consiste, en esencia, en proyectar en dos planos normales entre sí, tanto las cargas exteriores que actúan en un nudo como las fuerzas a que se supone están sujetas las piezas en que el concurre.²⁸

Se debe entonces asignar fuerzas internas con dirección axial en cada uno de los elementos que constituyen la armadura, así como también las fuerzas exteriores actuantes sobre la misma como se observa en la figura 1.16. e ir resolviendo sobre cada nudo con un diagrama de fuerzas libre para que sus elementos estén en equilibrio, y así determinar cada una de sus fuerza internas y determinar para cada elemento si este se encuentra actuando a tensión o a compresión.

Una vez obtenida las fuerzas internas (S_1 y S_{10} en la figura 1.21. (b)) actuantes sobre cada elementos debido a las fuerzas exteriores (cargas); se procede a escoger el perfil adecuado que soporta dichas cargas.



Fuente: OLIVERA A.; Análisis de Estructuras; 1972

Figura 1. 16: Método de nudos para resolver una armadura tipo, (a) armadura cargada, (b) diagrama cuerpo libre nudo I.

²⁸ Fuente: OLIVERA A.; Análisis de Estructuras; 1972; Pág. 479.

Parámetro de diseño de elementos a tensión

Esbeltez Máxima.

Con el fin de evitar movimientos laterales o vibraciones indeseables debidos a la excesiva flexibilidad de los miembros tensionados, se recomienda que su esbeltez no sobrepase ciertos valores; estas limitaciones no son obligatorias:²⁹

$$\frac{L}{r} \leq 300 \quad (\text{Ec. 1.57})$$

Dónde:

L = Longitud del miembro.

r = Radio de giro menor de la sección transversal.

La esbeltez máxima para varillas de sección circular queda a juicio de cada diseñador, sin embargo se sugiere:

$$\phi \geq \frac{L}{500} \quad (\text{Ec. 1.58})$$

Esfuerzos admisibles

Los miembros tensionados se diseñan suponiendo que los esfuerzos son uniformemente distribuidos en la sección transversal.

Para miembros cargados con tracción axial, la resistencia nominal a la tensión, T_n , se debe determinar da la siguiente manera:³⁰

$$T_n = A_n F_y \quad (\text{Ec. 1.59})$$

Además, la tensión admisible en la sección neta es:

$$T_a = \frac{T_n}{\Omega_t} \quad (\text{Ec. 1.60})$$

²⁹ Fuente: FREDERICK J.; Manual Integral para Diseño y Construcción; 1997; Pág. 37

³⁰ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996; Sección C2.1

Dónde:

T_n = Resistencia del miembro cuando esta tensionado.

A_n = Superficie neta de la sección transversal.

F_y = Tensión de fluencia de cálculo.

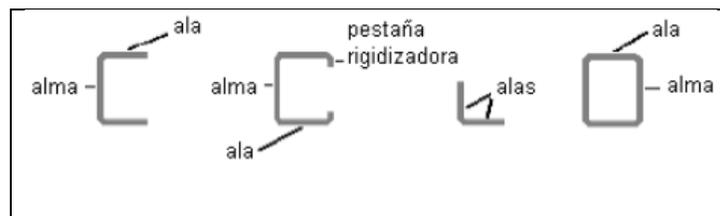
T_a = Tensión admisible en la sección neta.

Ω_t = Factor de seguridad a la tensión

Parámetros de diseño de elementos a compresión.

Definiciones.

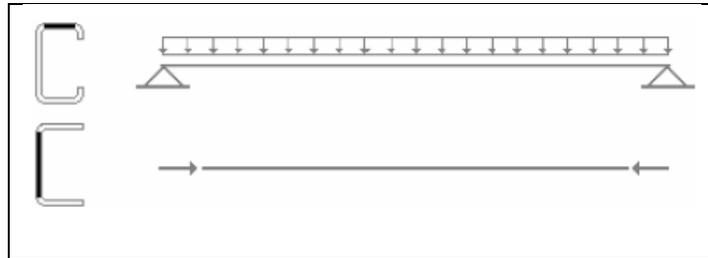
- Elementos Planos.-Los perfiles doblados en frio están compuestos por sectores planos que reciben el nombre de elementos planos. Los elementos verticales planos se suelen identificar como almas del perfil y los elementos horizontales planos se identifican como alas. En ángulos L los dos elementos se denominan alas. En la figura 1.17 se puede identificar los nombres de los perfiles en los planos



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996

Figura 1. 17: Denominación de elementos planos.

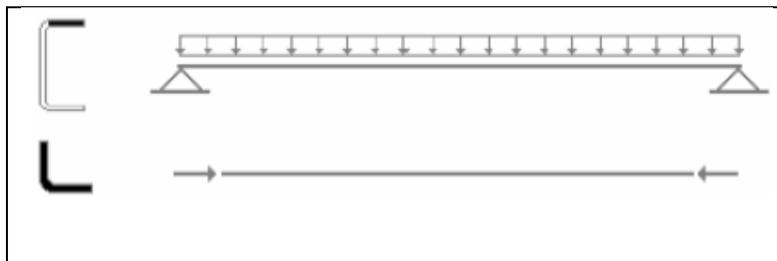
- Elementos Comprimidos rigidizados.- Sección transversal de los elementos planos sometidos a compresión en el cual ambos bordes largos paralelos a la dirección de los esfuerzos están rigidizados transversalmente mediante un alma, una ala, un rigidizador intermedio o una pestaña rigidizadora, como se ve en la figura 1.18.



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996

Figura 1.18: Elementos comprimidos rigidizados.

- Elementos Comprimidos o Rigidizados.-Sección transversal de los elementos planos sometidos a compresión, soportada en un solo miembro de sus bordes largos, mediante otras placas que forman parte del miembro estructural, como se observa en la figura 1.19.



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996

Figura 1. 19: Elementos comprimidos no rigidizados.

Longitud efectiva y limitaciones de esbeltez.

La carga crítica de pandeo elástico por flexión, está gobernada por la ecuación de Euler, introduciendo un factor de longitud efectiva K :³¹

$$P_E = \frac{\pi^2 * E * I}{(KL)^2} \quad (\text{Ec. 1.61})$$

Dónde:

P_e = Carga crítica del pandeo elástico.

E = Módulo de Elasticidad.

I = Momento de Inercia de la sección con respecto al eje de flexión

KL = Longitud efectiva de pandeo. (Figura 1.20).

El esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexión es:

$$F_E = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 * E * I}{\frac{(KL)^2}{A}} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{kl}{R}\right)^2} \quad (\text{Ec. 1.62})$$

Dónde:

F_E : Esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexión.

A : Área

P_e = Carga crítica del pandeo elástico

³¹ Fuente: FREDERICK J.; Manual Integral para Diseño y Construcción; 1997; Pág. 52

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
K de diseño recomendado	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Condiciones en los extremos						
						
	 Rotación Fija		 Rotación Libre		 Rotación Fija	
			 Rotación Fija		 Rotación Libre	
			 Rotación Fija		 Rotación Libre	

Fuente: FREDERICK J.; Manual Integral para Diseño y Construcción; 1997

Figura 1. 20: Valores de K, con diversas condiciones en sus extremos.

En armaduras el factor de longitud efectiva K se considera igual a 1.0, independientemente de que las condiciones sean soldadas, empernadas o remachadas.

Preferentemente la relación de esbeltez $\frac{KL}{r}$, de todos los miembros comprimidos no debe ser mayor que:

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad (\text{Ec. 1.63})$$

Anchos efectivos de elementos rigidizados y no rigidizados

El ancho efectivo, b, se calcula de:

$$\text{cuando } \lambda \leq 0,673 \quad b = w \quad (\text{Ec. 1.64})$$

$$\text{cuando } \lambda > 0,673 \quad b = \rho * w \quad (\text{Ec. 1.65})$$

Dónde:

w = es el ancho de la parte plana del elemento.

ρ = es un factor de reducción calculado con la ecuación:

$$\rho = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda}\right) * \frac{1}{\lambda} \quad (\text{Ec. 1.66})$$

λ = es un factor de esbeltez, determinado por:

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} * \frac{w}{t} * \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (\text{Ec. 1.67})$$

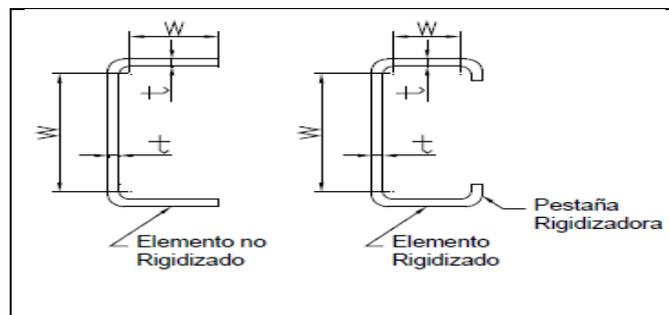
Dónde:

t = espesor básico del elemento.

$k = 4$, es el coeficiente de pandeo de placas, para elementos rigidizados.

$k = 0,43$, es el coeficiente de pandeo de placas, para elementos no rigidizados.

$f = F_n$, determinado por las ecuación 1.70 y 1.71.



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996

Figura 1. 21: Elementos a compresión.

Esfuerzos Admisibles.

Según el AISI, C4 (a), la carga axial no debe exceder de:³²

$$Pa \leq \frac{Pn}{\Omega_c} \quad (\text{Ec. 1.68})$$

Siendo : $Pn = Ae * Fn$ (Ec. 1.69)

$$\Omega_c = 1,80 \quad (\text{Ec. 1.70})$$

Dónde:

Pn = Resistencia nominal axial.

Ae = Área efectiva correspondiente al esfuerzo fn .

Fn = Esfuerzo nominal de pandeo elástico, que se determina con:

$$\text{Para: } \lambda_c \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Fn = (0,685 \lambda_c^2) Fy \quad (\text{Ec. 1.71})$$

$$\text{Para: } \lambda_c > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Fn = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2}\right) Fy \quad (\text{Ec. 1.72})$$

Dónde: $\lambda_c = \sqrt{\frac{Fy}{Fe}}$ (Ec. 1.73)

Fe = Mínimo esfuerzo de pandeo elástico por flexión, torsión o flexotorsión.

AISI, C4, 1: Para las secciones con doble simetría, las secciones transversales cerradas y cualquier otra sección, el esfuerzo elástico de pandeo por flexión Fe , se determina con:

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. 1.74})$$

AISI, C4, 2: para las secciones con simetría simple (como ángulos. Canales, correas, etc.) Sometidas a pandeo torsional flexional, Fe se debe

³² Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996; Sección C4.1

tomar como el menor valor entre F_e calculada de acuerdo con la sección C4.1 y F_e calculada de la siguiente manera:

$$F_e = \frac{1}{2\beta} * [(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta(\sigma_{ex} + \sigma_t)}] \quad (\text{Ec. 1.75})$$

Dónde:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} \quad (\text{Ec. 1.76})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A * r_o^2} * \left[GJ + \frac{\pi^2 * E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{Ec. 1.77})$$

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_o^2 + x_o^2} \quad (\text{Ec. 1.78})$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 \quad (\text{Ec. 1.79})$$

Dónde:

r_o = Radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro del cortante.

r_x, r_y = Radio de giro de la sección transversal respecto a los ejes principales.

x_o = es la distancia desde el centro del cortante al centroide, a lo largo del eje principal X.

G = Módulo de elasticidad transversal del acero.

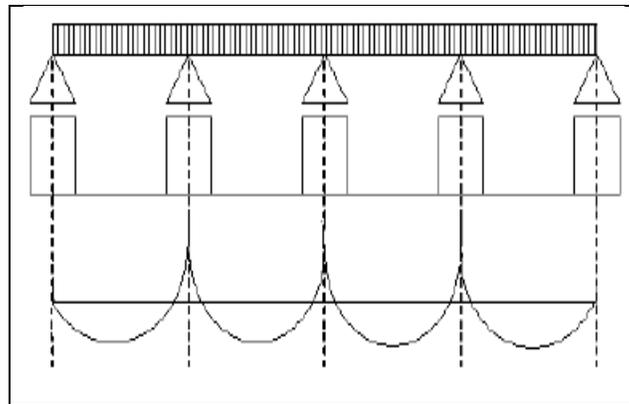
J = Cortante de torsión de la sección transversal.

C_w = Constante de alabeo torsional de la sección transversal.

1.5 Formulación del diseño de las correas.

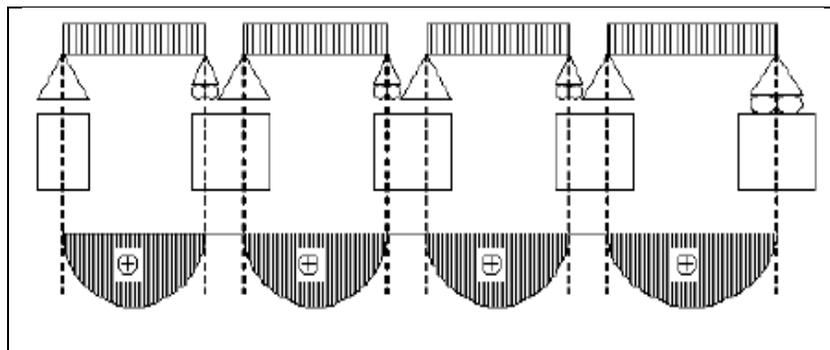
Se proyectan como vigas continuas, al igual que en la figura 1.22, a fin de aprovechar el mejor material tanto por las tensiones, como por las deformaciones originales por la flexión frente a las vigas isostáticas que se observa en la figura 1.23.

Los momentos flectores en este tipo de vigas son mayores por lo que se utilizan perfiles de mayor sección, mientras que momentos flectores más equilibrados como en la viga continua se usan perfiles de menor sección.



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996

Figura 1. 22: Viga continua hiperestática.



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996

Figura 1. 23: Viga isostática

1.5.1 Determinación de cargas.

La carga lineal que actúa sobre las correas se determina multiplicando la carga total vertical actuante sobre la cubierta por la separación que existe entre correas, es decir:

$$W = (W_{DL} + W_{LL}) * a \quad (\text{Ec. 1.80})$$

Dónde:

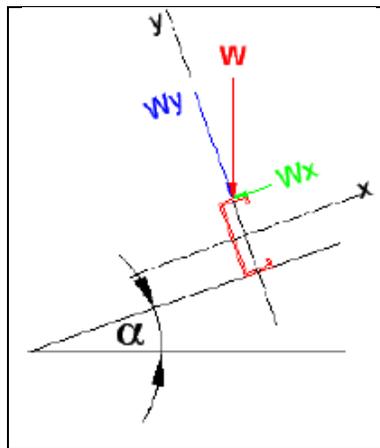
W = Carga total lineal sobre las correas.

a = Separación entre correas.

Las correas se calculan como vigas continuas, y para su cálculo se descompone la fuerza vertical debida a la carga al igual como en la figura 1.24.

$$W_x = w \text{ sen } \alpha \quad (\text{Ec. 1.81})$$

$$W_y = w \text{ cos } \alpha \quad (\text{Ec. 1.82})$$



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996

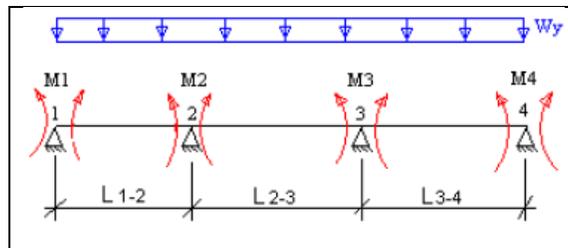
Figura 1. 24: Configuración de los ejes para las correas.

1.5.2 Parámetro del cálculo de la correa como una viga continuá.

Se denomina continuas las vigas soportadas por más de dos apoyos que ni poseen articulaciones intermedias. Estas poseen vínculos superabundantes a los que corresponden incógnitas estáticamente determinadas:³³

Las vigas continuas resultan más económicas que una serie de tramos independientes porque, en igualdad de luces y cargas, se encuentran sujetas a momentos flectores menores. También presentan mayor rigidez a la acción de cargas dinámicas

El estudio de la viga continua, y de cualquier estructura compleja en general, se facilita y se puede realizar con métodos sencillos, y a veces de forma inmediata, cuando los nudos, pudiendo rotar, no sufren desplazamientos. Uno de los métodos comunes para calcular vigas continuas es el de Clapeyron o Ecuación de los tres momentos:



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996

Figura 1.25: Viga continua de 4 apoyos y 3 segmentos.

Parámetros del cálculo de momentos.

Una viga continua se considera como un sistema estructural indeterminado el cual está conformado por apoyos internos continuos, los cuales transmiten momento, mientras que los apoyos exteriores no lo hacen.

³³ Fuente: HIBBELER R. C.; Ingeniería Mecánica Estática; 1996; Pág. 167

El método de tres Clapeyron utiliza esta información y plantea una ecuación denominada de los tres momentos:

$$Li * Mi + 2(Li + Ld) * M + Ld * Md = -6 * EI(\alpha_i + \alpha_d) \quad (\text{Ec. 1.83})$$

$$\alpha = \frac{WL^3}{24EI} \quad (\text{Ec. 1.84})$$

Dónde:

Li = Longitud del tramo izquierdo.

Ld = Longitud del tramo derecho.

Mi = Momento del tramo izquierdo.

Md = Momento del tramo derecho.

α = Giro de la deformación de la barra.

Parámetros del cálculo de reacciones.

Para calcular las reacciones con este método se debe sumar las reacciones provocadas por las fuerzas externas (Reacciones Isostáticas), más los momentos hiperestáticos (Reacciones Hiperestáticas). Como se indica en la figura 1.31. Así:

$$1) R_1 = R_2 = \frac{WL}{2} = W \quad (\text{Ec. 1.85})$$

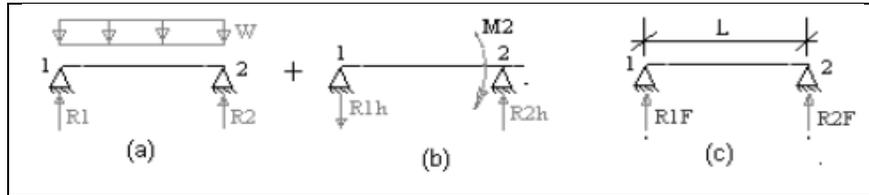
$$2) \sum M_2 = 0$$

$$R_1 h * L = M_2$$

$$R_1 h = -\frac{M_2}{L} = +R_2 h \quad (\text{Ec. 1.86})$$

$$3) R_1 F = R_1 - R_1 h \quad (\text{Ec. 1.87})$$

$$R_2 F = R_2 - R_2 h \quad (\text{Ec. 1.88})$$



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: 1996

Figura 1. 26: Cálculo de reacciones en una viga continua,
a) isostáticas, b) hiperestáticas, c) sumatoria de las reacciones anteriores.

Selección del perfil para correas.

Las correas son elementos estructurales que trabajan a flexión. Para seleccionar un perfil es necesario partir del momento máximo que estará actuando sobre la correa, el cual no deberá ser mayor al momento flector admisible M_a :

$$M_a = \frac{M_n}{\Omega_b} \quad (\text{Ec. 1.89})$$

Dónde:

Ω_b = Factor de seguridad a flexión.

M_n = Resistencia en flexión, es el menor valor entre los calculados para la resistencia nominal de la sección y para la resistencia al pandeo lateral de la misma.

Resistencia nominal de la sección.

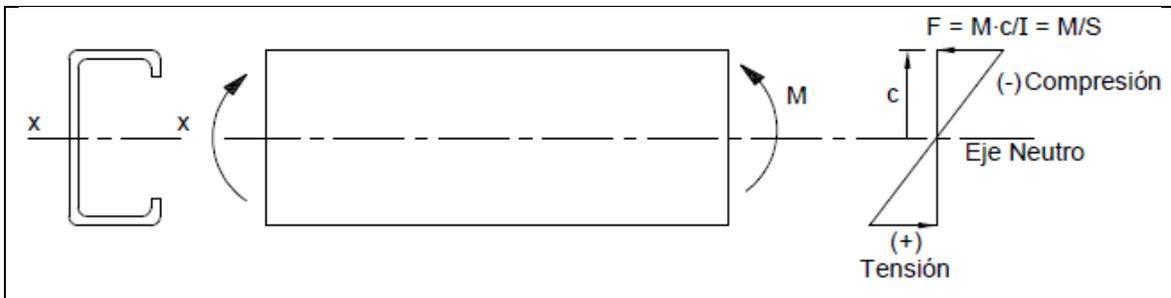
El momento de fluencia efectivo en base a la resistencia nominal de la sección, M_n , se debe determinar de la siguiente manera:³⁴

$$M_n = S_e F_y \quad (\text{Ec. 1.90})$$

Dónde:

F_y = Tensión de fluencia de cálculo.

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva, calculada con el esfuerzo F_y en la fibra extrema comprimida o traccionada. Para maximizar la economía se carga los perfiles de acero laminado de tal modo que la flexión sea con respecto al eje fuerte (eje x-x), como lo muestra la figura 1.27.



Fuente: Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; ASD; Sección C3 1.1

Figura 1. 27: Elemento sometido a un momento flector M

Resistencia al pandeo lateral.

La resistencia nominal de los segmentos sin arriostramiento lateral de las secciones con simetría simple, simetría doble y simetría puntual sujetas a pandeo lateral, M_n , se debe calcular de la siguiente manera:

$$M_n = S_t \frac{M_c}{S_f} \quad (\text{Ec. 1.91})$$

³⁴ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; ASD; Sección C3 1.1

Dónde:

S_f = Módulo elástico de la sección total, no reducida, calculado para la fibra extrema comprimida.

S_c = Módulo elástico de la sección efectiva, calculado para la tensión $\frac{M_c}{S_f}$, en la fibra extrema comprimida.

M_c = Momento crítico calculado de la siguiente manera:³⁵

Para: $M_e \geq 2,78M_y$

$$M_c = M_y \quad (\text{Ec. 1.92})$$

Para: $2,78 M_y > M_e \geq 0,56 M_y$

$$M_c = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10 M_y}{36 M_e} \right) \quad (\text{Ec. 1.93})$$

Para: $M_e \leq 0,56 M_y$

$$M_c = M_e \quad (\text{Ec. 1.94})$$

Dónde:

M_y = Momento que provoca la fluencia inicial en la fibra comprimida extrema de la totalidad de la sección.

$$M_y = S_y F_y \quad (\text{Ec. 1.95})$$

M_e = Momento elástico crítico calculado de acuerdo con:

$$M_y = C_b * r_o * A * \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad (\text{Ec. 1.96})$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y} \right)^2} \quad (\text{Ec. 1.97})$$

³⁵ Fuente: AISI; Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members; 1996; ASD; Sección C3 1.2

$$\sigma_t = \frac{1}{A*r_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{Ec. 1.98})$$

$$\sigma_t = \frac{12,5 M}{2,5 M_{max} + 3 M_A - 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{Ec. 1.99})$$

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2} \quad (\text{Ec. 1.100})$$

Dónde:

A = Superficie total de la sección transversal.

M_{max} = Valor absoluto del momento máximo en el segmento no arriostrado.

M_A = Valor absoluto de momento correspondiente al punto ubicado a un cuarto del segmento no arriostrado.

M_B = Valor absoluto de momento en el eje del segmento no arriostrado.

M_C = Valor absoluto de momento correspondiente al punto ubicado a tres cuartos del segmento no arriostrado.

C_b = En todos los casos están permitidos tomar C_b igual a la unidad (valor conservado). Para los localizados en los cuales el extremo libre no esta arriostrado, C_b se debe tomar igual a la unidad.

E = Módulo de elasticidad longitudinal.

r_o = Radio de giro polar de la totalidad de la sección transversal respecto al centro de corte.

r_x, r_y = radios de giro de la totalidad de la sección transversal respecto a los ejes principales baricéntricos.

G = Módulo de elasticidad transversal.

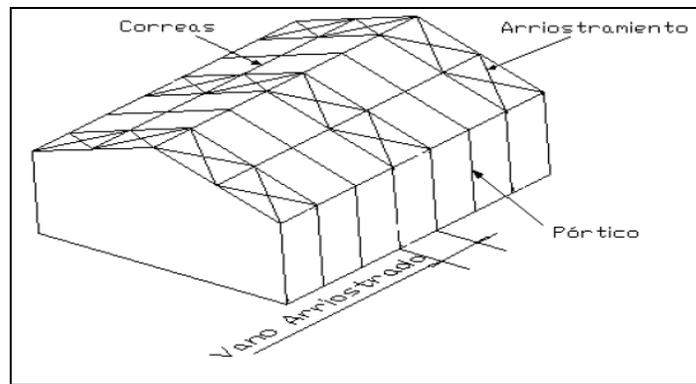
K_y, K_t = factores de longitud efectiva para flexión alrededor de los ejes y , y para torsión.

L_y, L_t = Longitud no arriostrada del miembro comprimido para flexión alrededor de los ejes $(x - y)$, y para torsión.

X_o = Distancia entre el centro de corte y el baricentro a lo largo del eje principal x , considerada negativa.

1.6 Parámetros para el diseño del arriostramiento.

También conocidos como contravientos, los arriostramientos son elementos cuyo objetivo es tener una estructura estable frente a cualquier sollicitación longitudinal en la cubierta. Estos elementos se supone trabajan solo a tracción, esta tensión es producida debido a la acción frontal de la carga de viento en la estructura. En la figura 1.28 se observa el lugar de trabajo de estos elementos.



Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción

Figura 1. 28: Vista que muestra el arriostramiento en el plano del techo.

El arriostramiento se diseña de muchas maneras diferentes. Los vanos arriostramiento se forma con un par de pórticos transversales que se conectan entre sí con un arriostramiento en X en el plano de la cubierta. Se supone que cada vano arriostrado puede soportar las cargas laterales de los pórticos adyacentes. En general cada tercer o cuarto pórtico debe transformarse en un vano arriostrado.³⁶

³⁶ Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción; 1997; Pag.7.34.

1.6.1 Área expuesta

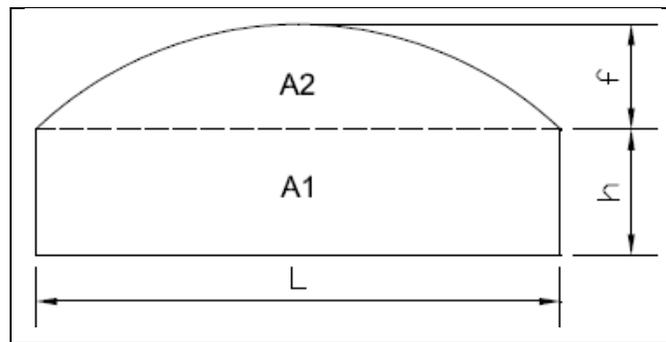
Para el cálculo de los Arriostramientos es necesario conocer el área total expuesta:

$$A_1 = L * h \quad (\text{Ec. 1.101})$$

$$A_2 = \frac{2}{3}(f)(L) \quad (\text{Ec. 1.102})$$

$$A_T = A_1 * A_2 \quad (\text{Ec. 1.103})$$

Donde A_1 es el área que corresponde al rectángulo que se forma en las columnas y A_2 el área bajo el arco del pórtico, como se observa en la figura 1.29.



Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción

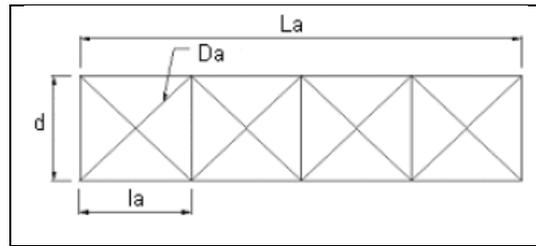
Figura 1. 29: Áreas expuestas a la acción longitudinal.

Para calcular el área de diseño se toma $\frac{3}{4}$ del A_T (Área Total) debido a que las correas, tensores, techo y demás elementos de cubierta contribuyen a soportar $\frac{1}{4}$ de las cargas longitudinales, en la figura 1.30 se puede ver la nomenclatura para arreglo de arriostramientos, así:

Área de diseño A_D

$$A_D = 0,75 A_T$$

(Ec. 1.104)



Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción, 1997

Figura 1. 30: Nomenclatura para el arreglo del arriostramiento.

1.6.2 Arreglo del Arriostramiento.

La carga por unidad de longitud sobre el arriostramiento se calcula con:

$$w = \frac{W_{WL} A_D}{L_a} \quad (\text{Ec. 1.105})$$

El cortante Q en el arriostramiento extremo se expresa así:

$$Q = (w)(l_a)(2) \quad (\text{Ec. 1.106})$$

Tensión en la diagonal:

$$T = \frac{Q}{2} \left(\frac{Da}{d} \right) \quad (\text{Ec. 1.107})$$

1.7 Características del diseño de la placa base de las columnas

El eje de inercia de la placa se calcula con la resultante con respecto al punto O de la figura 1.31:

$$R * x' = \sum R_i * x_i$$

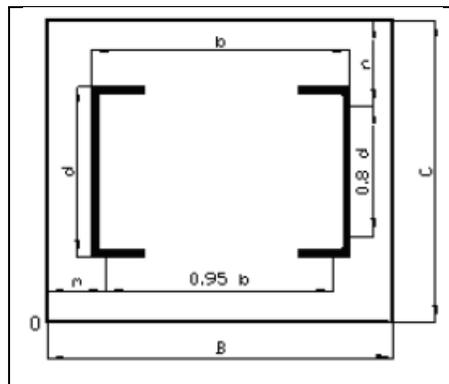
Dónde:

R = fuerza resultante sobre la placa base.

X' = Eje de inercia de la placa.

R_i = Fuerzas actuantes sobre la placa base.

x_i = Distancia desde las fuerzas actuantes con referencia al punto O.



Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción, 1997.

Figura 1. 31: Nomenclatura de la placa base.

Se calcula también la excentricidad “e” que hay entre la línea donde se encuentran aplicadas las cargas con respecto al eje de inercia de la placa:

$$e = x' - \frac{B}{2} \quad (\text{Ec. 1.108})$$

El momento respecto a la excentricidad se calcula con:

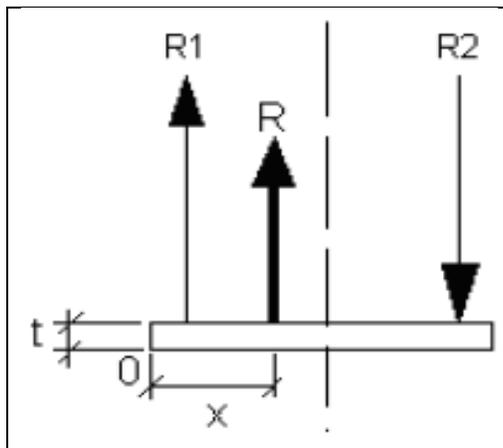
$$M = R - e \quad (\text{Ec. 1.109})$$

Dónde:

e = Excentricidad de las cargas aplicadas sobre la placa base.

$\frac{B}{2}$ = Eje de inercia de la placa figura 1.32.

M = Momento que ejerce la excentricidad de las fuerzas aplicadas.



Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción, 1997.

Figura 1. 32: Reacciones sobre la placa del anclaje.

Las dimensiones de la placa de base requerida dependen de la presión unitaria permisible de contacto de la cimentación ($f'c$). El espesor de la placa de la base depende de la presión de contacto sobre la misma, y produce flexión en la sección crítica. Cuando la base de la columna resiste un momento, deben ajustarse las dimensiones de la placa de madera que:³⁷

³⁷ Fuente: BOWLES E.; Diseño de Acero Estructural; 1980; Pág. 329.

$$F_p = \frac{P}{A} \pm \frac{M*c}{I} \quad (\text{Ec. 1.110})$$

Se obtiene el espesor de la placa de base considerando la flexión en una sección crítica a la distancia m o n del borde libre correspondiente:

$$F_b = \frac{M*c}{I} = \frac{6M}{bt^2} \quad (\text{Ec. 1.111})$$

Dónde:

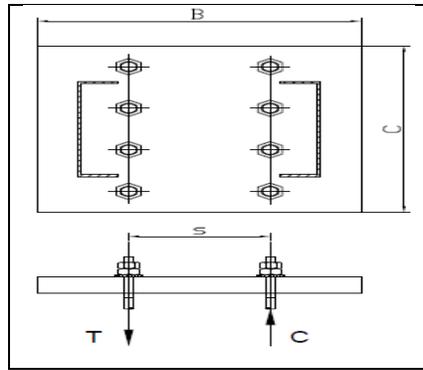
$F_p = 0,35 f'c$, basado en el esfuerzo admisible del hormigón.

$F_b = 0,75 F_y$, basado en la flexión sobre una sección rectangular.

1.7.1 Características del diseño de los anclajes.

Para pernos de anclaje como los que se muestran en la figura 1.33 se supone que los pernos soportaran todo el momento, aun cuando la fuerza axial reducirá considerablemente el momento. Esta suposición provee cierta capacidad de reserva del sistema de anclaje para resistir una fuerza lateral considerable (desplazamiento lateral de la columna.)³⁸

³⁸ Fuente: BOWLES E.; Diseño de Acero Estructural; 1980; Pág. 330.



Fuente: FREDERICK S., Manual Integral para Diseño y Construcción, 1997.

Figura 1. 33: Disposición de los pernos de anclaje sobre la placa base.

$$T = \frac{M}{s} \quad (\text{Ec. 1.112})$$

Dónde:

T = Fuerza de tensión aplicada sobre los pernos de la base.

M = Momento aplicado sobre la placa base.

s = Separación entre pernos de anclaje.

El área requerida para los pernos es:

$$A = \frac{T}{F_t} \quad (\text{Ec. 1.113})$$

$$F_t = 0,6 F_y$$

La longitud necesaria para los pernos de anclaje L_{hb} se calcula con las recomendaciones del código ACI 318 con la siguiente ecuación:³⁹

³⁹ Fuente: ACI; Building Code Requirements for Structural Concrete; ACI 3.18-05.

$$L_{hb} = \frac{1200 d}{\sqrt{f'c}} \geq 8 d \text{ o } 6 \text{ in} \quad (\text{Ec. 1.114})$$

Donde el $f'c$ es la presión unitaria permisible de contacto de la cimentación.

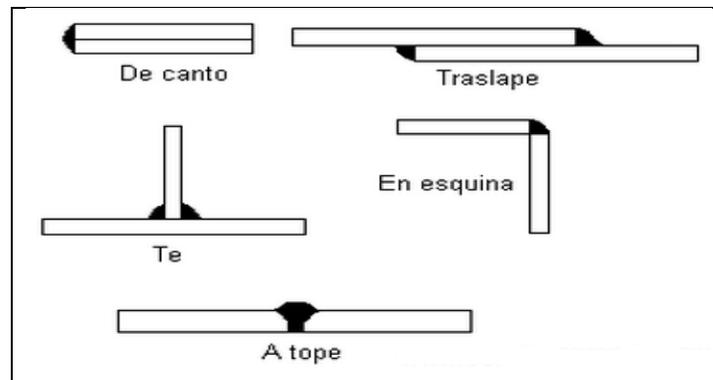
1.8 Parámetros del diseño de las juntas.

1.8.1 Procedimientos de soldadura.

Las juntas de la estructura se realizan por medio del proceso de soldadura. A este producto se lo define como la unión de dos metales de idéntica o parecida composición por la acción del calor, directamente o mediante la aportación de otro metal también de idéntica o parecida composición.⁴⁰

1.8.2 Tipos de conexiones soldadas.

Existen cinco tipos básicos de juntas soldadas: a tope, de traslape, en "T", de borde y de esquina como se observa en la figura 1.34. Así como cuatro tipos básicos de soldaduras: de preparación, de filete, de tapón y de ranura que se indica en la figura 1.35.

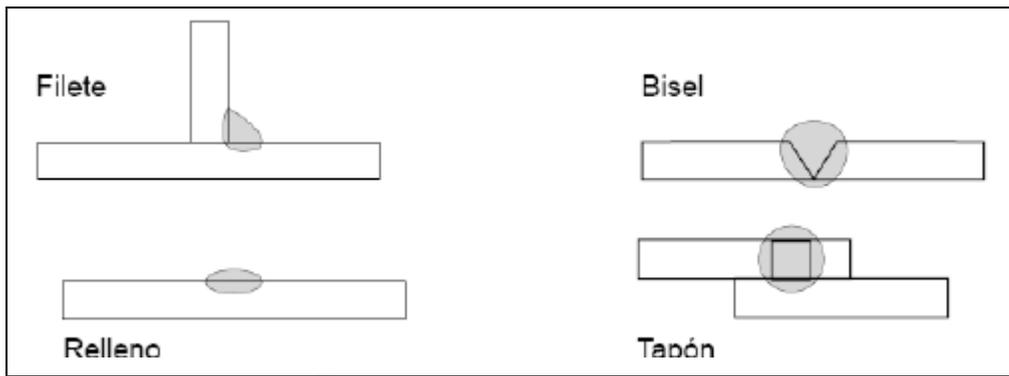


Fuente: www.brico-ideas.com⁴¹

Figura 1. 34: Tipos de Juntas de soldadura.

⁴⁰ Fuente: FREDERICK S.; Manual Integral para Diseño y Construcción; 1997; pág. 7.93.

⁴¹ <http://www.brico-ideas.com/tipos-de-juntas-para-la-soldadura.html>

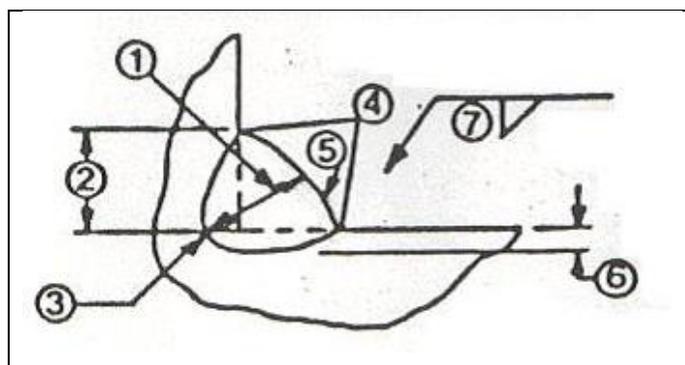


Fuente: www.4shared.com⁴²

Figura 1. 35: Tipos de Soldaduras.

1.8.3 Diseño de la soldadura.

Para soldaduras que unen elementos de acero estructural, la capacidad de carga depende del tipo de soldadura, la resistencia del material del electrodo y del material base. Las soldaduras de filete o ranura de la figura 1.36 se emplean comúnmente para las conexiones de acero. Las soldaduras de ranura se clasifican como de penetración completa o parcial.⁴³



Fuente: www.weldemex.blogspot.com⁴⁴

Figura 1. 36: Denominación del cordón de soldadura tipo filete.

⁴² <http://dc304.4shared.com/doc/8Ne8tkkC/preview.html>

⁴³ Fuente: FREDERICK J.; Manual Integral para Diseño y Construcción; 1997; Pág. 7.93.

⁴⁴ <http://weldemex.blogspot.com/2012/08/curso-de-soldadura-smaw.html>

Dónde:

- 1.- Garganta del filete: Es la distancia más corta entre la raíz de la soldadura a su cara
- 2.- Lado de filete.
- 3.- Raíz de la soldadura: Punto donde interseca el material de soldadura al metal base.
- 4.- Cara de la soldadura: Es la superficie expuesta al medio ambiente.
- 5.- Profundidad de la fusión: Es la extensión de la fusión del material de soldadura y el metal base o entre cordones de soldadura.
- 6.- Tamaño de la soldadura.

El área efectiva de la soldadura se calcula como:

$$A_e = L_s * g \quad (\text{Ec. 1.115})$$

Dónde:

L_s = Longitud del cordón de soldadura.

g = Garganta de soldadura.

La garganta se calcula con:

$$g = \text{sen } 45^\circ * b$$

$$g = 0,707 b \quad (\text{Ec. 1.116})$$

La longitud efectiva del cordón de soldadura se determina con:

$$L_e = L_s - 2g \quad (\text{Ec. 1.117})$$

Para aceros estructurales, el esfuerzo a fluencia es:

$$F_y \approx 0,75F_{ut} \quad (\text{Ec. 1.118})$$

El esfuerzo admisible a corte en la soldadura se determina como:

$$F_{yv} \approx K * F_y \quad (\text{Ec. 1.119})$$

$$F_{yv} \approx 0,6 * 0,75 * F_{ut} \quad (\text{Ec. 1.120})$$

La carga aplicada no debe ser mayor al esfuerzo admisible:

$$F_s = \frac{F_{yv}}{\Omega_s} \quad (\text{Ec. 1.121})$$

Dónde:

$\Omega_s = 2,50$; Factor de seguridad para conexión con soldadura de arco.

1.8.4 Características para la soldabilidad

La soldabilidad es la facilidad con la que un material puede ser soldado, bajo ciertas condiciones: operativas, metalúrgicas y constructivas, mediante procedimientos impuestos diseñados convenientemente para el correcto funcionamiento del elemento obtenido para su aplicación, por esta razón se habla de tres tipos de soldabilidad: operativa, metalúrgica y constructiva o global.

Los Factores que influyen son:

- Composición química de los materiales: bases y aporte.
- Espesor del material
- Procedimiento de soldadura empleado.
- Transformaciones en la ZAC
- Tensiones generalizadas en la soldadura.

CAPÍTULO II

CÁLCULO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS

2.1 Generalidades

En el presente capítulo se determinará el cálculo y diseño de la estructura metálica, los parámetros iniciales son los datos de la ubicación y características generales para el diseño.

Se efectúa la tabulación de todas las fuerzas que intervienen, con la finalidad de realizar un análisis de cada uno de los elementos que componen la estructura, por medio de cálculos y diseño se selecciona los perfiles adecuados que soporten la carga en la estructura, y con el análisis realizado se considerará los esfuerzos determinados en los cálculos anteriores, para establecer un excelente diseño y la comparación entre los materiales, de esta forma se garantiza tener un diseño óptimo y un análisis comparativo preciso.

2.2 Características de la ubicación para el diseño

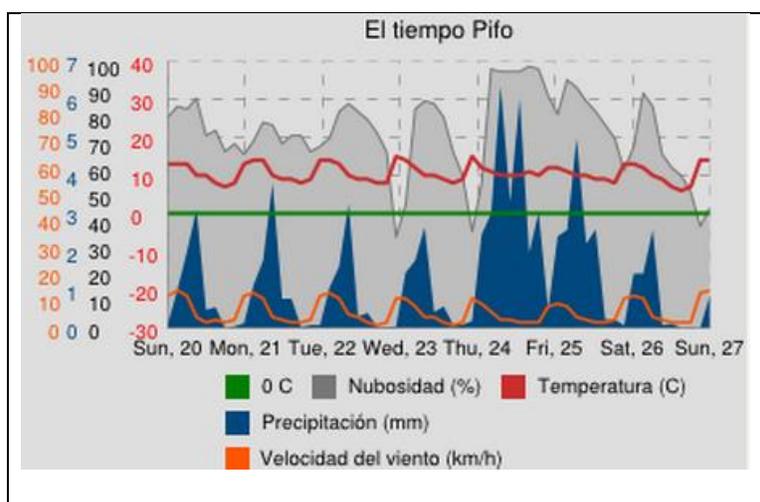
El lugar de Pifo que pertenece a la provincia de Pichincha se encuentra a una altitud de 2744 metros sobre el nivel del mar, siendo sus coordenadas $0^{\circ}13'60''$ N y $78^{\circ}19'60''$. En función del anuario meteorológico 2009 del Inamhi se encuentra que el lugar más cercano a Pifo corresponde al sector de la Tola M002, donde se aprecia mensualmente los diferentes parámetros que deben ser tomados en cuenta para realizar un buen diseño de la estructura tales como son:

- Temperatura del aire
- Precipitación
- Número de días de precipitación mensualmente.
- Velocidad media del aire

MES	TEMPERATURA MEDIA DEL AIRE A LA SOMBRA			HUMEDAD MEDIA RELATIVA	PRECIPITACION (mm)	NUMERO DE DIAS CON PRECIPITACION	VELOCIDAD MEDIA (Km/h)
	Máxima	Mínima	Mensual	Mensual	Mensual	Mensual	Mensual
ENERO	21,1	10,1	14,8	83	101,4	-	2,1
FEBRERO	21,4	9,6	15	82	48,5	14	2,2
MARZO	22,4	9,4	15,4	79	152,9	18	2,5
ABRIL	22,7	9,5	15,5	79	70,3	12	2,6
MAYO	23	8	15,1	77	46,2	17	2,9
JUNIO	22,7	8,5	15,5	75	29,7	10	3,4
JULIO	23,5	7,9	15,8	67	14,9	3	5,3
AGOSTO	23,3	8,4	16	68	0,1	1	5,2
SEPTIEMBRE	24,1	7,2	16,1	64	9,9	2	7
OCTUBRE	23,8	8,3	15,8	76	121,5	12	3,5
NOVIEMBRE	24,3	8,2	16	76	55	9	3,2
DICIEMBRE	23,7	9,7	16,1	78	96,6	17	2,8
VALOR ANUAL	23	8,7	15,6	75	747	-	4

Fuente: Anuario Meteorológico 2009 del Inamhi

Tabla 2. 11: Climatología del sector Tola M002



Fuente: es.getamap.net⁴⁵

Figura 2. 1: El tiempo sector Pifo 2013

⁴⁵ http://es.getamap.net/mapas/ecuador/pichincha/_pifo/

De acuerdo a la figura 2.1 se puede apreciar los parámetros climatológicos actualizados en el sector de Pifo correspondientes al 2013 verificando que las variables antes enunciadas en la tabla 2.1 se encuentran dentro de los rangos pertinentes actualmente, verificando la validez de la tabla.

2.2.1 Precipitaciones

La precipitación media anual próximas al sector de Pifo es de 747.0 mm/año, donde el mayor número de precipitaciones se verifica en el mes de Marzo, identificándose las temporadas de lluvia entre Diciembre a Junio, que corresponde al 76.52% de la precipitación anual.

Esta variable es tomada en cuenta debido a que se determina cual es el periodo más conveniente para la construcción, en otras palabras es la temporada de menor precipitación que en relación a la tabla 2.1 sería el periodo de Julio a Noviembre.

2.2.2 Temperatura y humedad relativa atmosférica

La humedad relativa media anual según la tabla 2.1 que presenta el Inamhi tiene el orden de 75%, mientras que este durante el año oscila entre 64-83%, considerando durante la etapa de construcción que corresponde entre Julio a noviembre se tiene de 67-76%.

La temperatura media en las proximidades al sector de Pifo es de 15,6°C, sin embargo es importante verificar que anualmente oscila entre 8 a 24,3°C según el anuario meteorológico 2009 en el sector La Tola M002.

2.2.3 Velocidad y dirección del viento

De acuerdo a la tabla 2.1 la velocidad media anual alcanzada en las proximidades de Pifo es de 4 Km/h, pero que varía de 2 a 15 km/h según la figura 2.1 que nos presenta el tiempo actual del sector de Pifo.

2.2.4 Suelos y tipo de suelo

Se debe tomar en cuenta las condiciones geotécnicas de los perfiles de los suelos y estas se clasifican de acuerdo a las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. La estructura a diseñar se va a montar sobre una cimentación de concreto es decir ya se han establecidos los cálculos previos, y el suelo que se presenta es de suelo firme.

2.2.5 Zona Sísmica

El lugar de construcción de la estructura está ubicado en la zona 3 según la figura 1.12, adoptando el valor del factor de zona Z según la tabla 1.3. Este valor Z representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño y es 0.30 por lo que la zona es propensa a sismos.

2.2.6 Condiciones Climáticas

Al realizar el diseño es importante tener en cuenta los siguientes parámetros climáticos que se presentan a continuación.

PARÁMETRO	ÍNDICE PROMEDIO
Precipitación	747.0 mm/año
Temperatura	15,6°C
Humedad atmosférica Relativa	75%
Velocidad del viento	4 km/h
Dirección del viento	Sur-Este, Norte-Este

Fuente: Los autores

Tabla 2.12: Parámetros climáticos a ser considerados durante el diseño del proyecto.

2.2.7 Condiciones Geográficas

PARAMETRO	CARACTERISTICAS
Geología	Presencia de suelo firme
Tectónica	Zona propensa a sismo

Fuente: Los autores

Tabla 2. 13: Condiciones geográficas a ser considerados durante el diseño del proyecto.

2.3 Análisis funcional del sistema estructural

El procedimiento de diseño estructural consiste en:

- Definir el método de diseño.
- Determinar los parámetros funcionales: disminución de humedad de material de almacenamiento, ahorro energético.
- Determinar los parámetros técnicos: geometría, dimensionamiento, material de perfiles, parámetros de diseño, tipo de sección de columnas, relación de esbeltez, diseño de celosías.
- Realizar el análisis de cargas, para determinar la carga de diseño.
- Determinar el cálculo estructural del sistema, a través del programa SAP 2000.
- Calcular y diseñar las conexiones del sistema.

2.4 Requerimientos técnicos y funcionales

Según el análisis anterior, el sistema estructural requiere de las siguientes características:

- Disminuir o eliminar la humedad en la viruta de madera apilada en lugar de construcción.
- Disminuir el consumo innecesario de energía en la línea de secado.
- Incrementar la eficiencia y productividad en el secado
- Comparar el costo/beneficio del diseño en estructura de acero frente a una estructura de aluminio.
- El sistema estructural debe ser rígido y deberá soportar una gran capacidad de carga.
- El sistema debe ser seguro y mantener una buena estabilidad
- Elevada vida útil del sistema estructural.
- El sistema no debe sufrir daños por el medio ambiente.
- El procedimiento de montaje es por soldadura SMAW.
- Fácil mantenimiento de las instalaciones

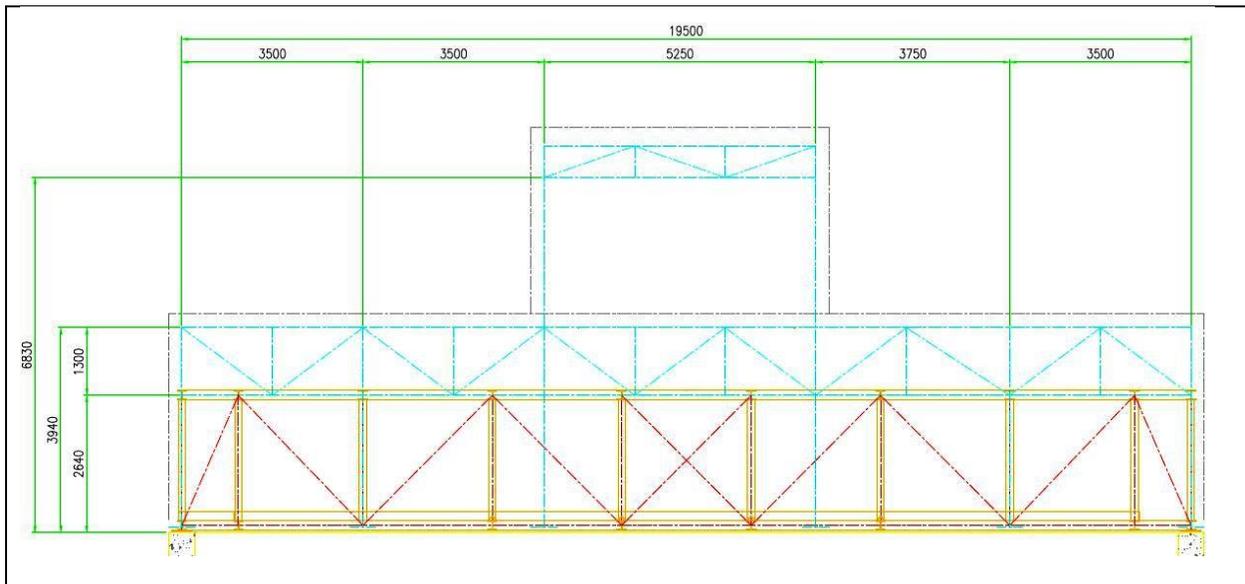
- Moderado costo de fabricación.
- Capacidad de soportar los diferentes tipos de cargas aplicadas al sistema.

Debido a la gran versatilidad, fácil y rápido acceso en el mercado nacional en las diferentes formas o perfiles, el tipo de diseño a realizar, propiedades mecánicas y físicas, el material a utilizar en la construcción será el acero AISI 1020 y para la otra estructura aluminio 6061.

2.5 Cálculo y diseño estructural

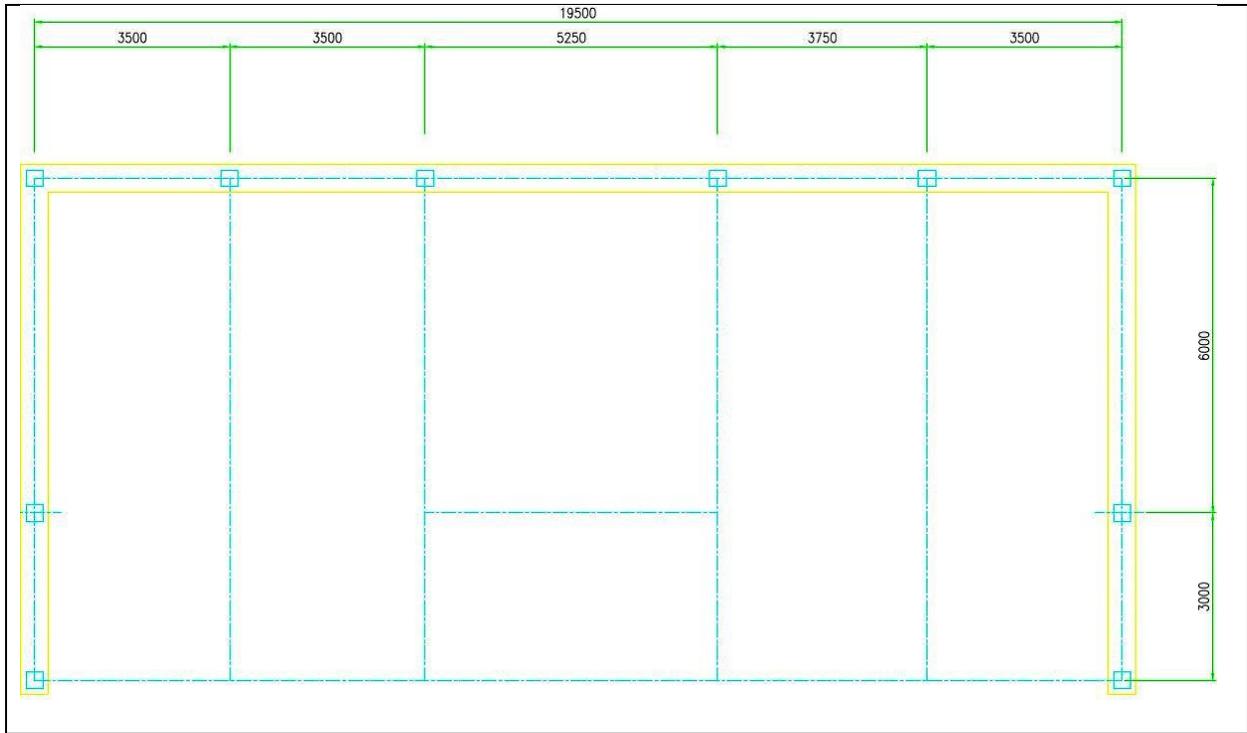
2.5.1 Geometría de la estructura

La geometría de la estructura es fundamental en el diseño, ya que de ésta dependen las cargas que soportarán cada uno de los elementos estructurales. En el caso particular la estructura tendrá una base cuadrada conformada por cuatro columnas de sección armada como se indica en la Figura 2.2.



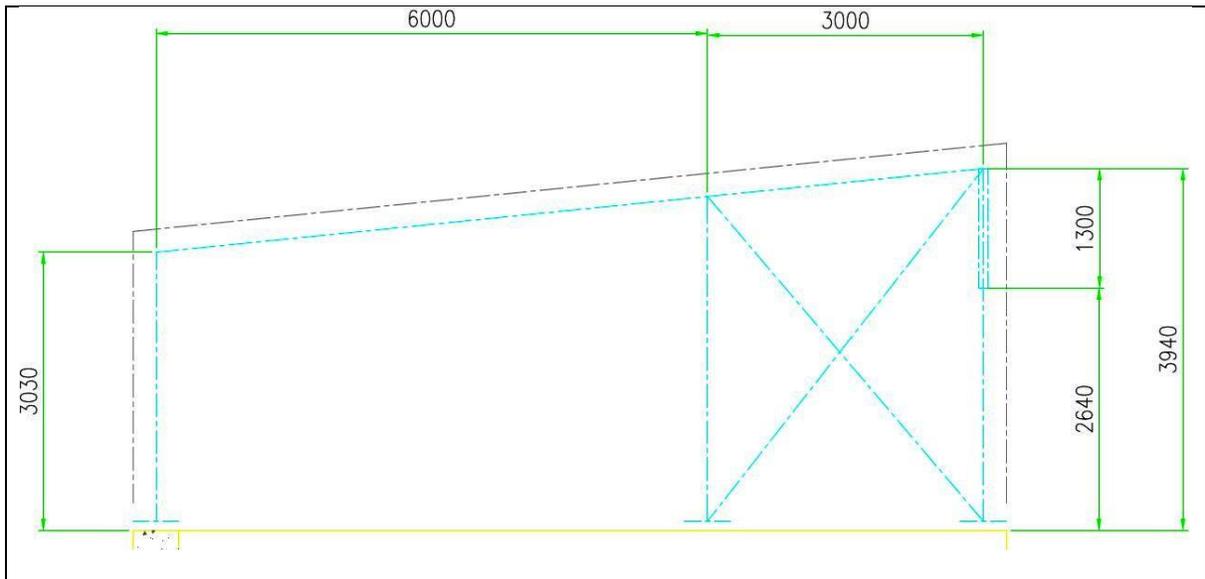
Fuente: Los autores

Figura 2. 2: Vista Frontal de la estructura



Fuente: Los autores

Figura 2. 3: Vista superior de la estructura



Fuente: Los autores

Figura 2. 4: Vista lateral de la estructura

2.5.2 Parámetros de diseño

Para determinar los parámetros de diseño se considera a la estructura como una cubierta de alma abierta en donde actúan las cargas puntuales de peso propio de la estructura que dependen de los perfiles empleados en la estructura.

En la Tabla 2.4 se presentan los datos requeridos de la misma:

Altura de la estructura	6,8 m
Altura respecto al nivel del suelo	12 m
Ancho de la estructura	6 m
Luz de la estructura	19.5 m

Fuente: Los autores

Tabla 2.4: Datos de la estructura

2.5.3 Cargas de diseño

Se ha considerado para el diseño de la estructura, las siguientes cargas:

- Cargas muertas:
 - Peso de cubierta
 - Peso de los elementos que conforman la estructura
- Cargas vivas:
 - De techo
 - De montaje y mantenimiento
- Carga de viento
- Carga de sismo
- Carga de granizo

Los valores dados a las cargas muertas de la estructura de acero son los siguientes:

Peso de Cubierta: 1.55 kg/m^2 de proyección vertical

El peso de los elementos de la estructura es calculado automáticamente por el Sap 2000, para nuestro caso se tiene en cuenta el peso específico del acero y

del aluminio, 7850 kg/m³ y 2714.5 kg/m³ respectivamente y en función de la sección transversal que tenga cada elemento.

Las cargas vivas que se tomarán en cuenta son las siguientes:

Carga Viva:

- De techo: 0.7 kN/m² (70 kg/m²) proyección vertical⁴⁶

Carga de viento:

El valor de esta velocidad se considera 33.6 m/s o 120 km/h.

De acuerdo a la norma ecuatoriana de construcción el Coeficiente de corrección: $s=1.06$ para 20 m de altura (Norma Ecuatoriana de la Construcción (Abril 2011) ^{Cap.1, tabla 1.4 pag 11}).

La velocidad corregida: $V_b = V \sigma = 33.6 \text{ m/s} (1.06) = 35.62 \text{ m/s}$ (Ec. 2.1)

La presión del viento: $P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f$ (Ec. 2.2)

Donde se considera:

$\rho = 1.25 \text{ kg} / \text{m}^3$; $c_e = 1$; $c_f = 0.8$. (Norma Ecuatoriana de la Construcción (Abril 2011) ^{Cap.1, tabla 1.5 pag 12})

Dando como resultado la presión del viento:

$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f = \frac{1}{2} \times 1.25 \text{ kg} / \text{m}^3 \times (35.62 \text{ m/s})^2 \times 1 \times 0.8 = 634.25 \text{ N} / \text{m}^2$ (Ec. 2.3)

$P = 0.634 \text{ kN} / \text{m}^2 = 63.4 \text{ kg} / \text{m}^2$ (Ec. 2.4)

⁴⁶ Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Abril 2011) Cap.1, Tabla 1.2. pag 7

Carga de Sismo:

$$\text{Cortante basal: } V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E} W ; \quad (\text{Ec. 2.5})$$

donde: $Z = 0.4$; $C = 4.33$; $I = 1$; $R = 7$; $\phi_p = 0.9$; $\phi_E = 0.9$

Para el peso de la estructura se toma el peso de los elementos que se usaran en el modelo de la estructura, dando como resultado para los elementos de acero los valores de la tabla 2.5.

PESO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO					
DESCRIPCION	SECCIÓN	AREA	L	DENSIDAD	PESO
COLUMNAS	TS8X4X1/2	67,10 cm ²	48,54 m	7850 kg/m ³	2.556,77 kg
VIGAS	TS16X4X1/2	118,71 cm ²	96,30 m	7850 kg/m ³	8.973,94 kg
CORREA	C 6X8,2	15,48 cm ²	97,50 m	7850 kg/m ³	1.184,80 kg
CORDONES	C 12X30	56,90 cm ²	39,00 m	7850 kg/m ³	1.741,99 kg
DIAGONALES, ETC	2L 3X3X1/4	37,16 cm ²	150,50 m	7850 kg/m ³	4.390,18 kg
CUBIERTA	9,04X19,5	176,28 m ²		1,55 kg/m ²	273,23 kg
				TOTAL	19.120,92 kg

Fuente: Los autores

Tabla 2.5: Peso de la estructura de acero

Sustituyendo se obtiene como resultado:

$$V = \frac{0.4(1)(4.33)}{7.(0.9)(0.9)} 191.20kN = 58.47kN \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Distribuyendo el cortante basal por niveles y por 10 columnas en el nivel 1 y por 4 columnas en el nivel 2; se obtiene las cargas por cada nudo a colocar en la tabla 2.6.

CARGAS POR NIVELES PARA ESTRUCTURA DE ACERO						
NIVEL	hi	Wi	Wi x hi	Wi x hi / \sum Wi x hi	Fi	100 %
1	3,94 m	149,23 kN	587,97 kNm	0,67	39,30 kN	3,93 kN
2	6,83 m	41,98 kN	286,72 kNm	0,33	19,17 kN	4,79 kN
	TOTAL	191,21 kN	TOTAL	1,00	58,47 kN	

Fuente: Los autores

Tabla 2.6: Cargas por niveles para estructura de acero

Teniendo hi como la altura de cada nivel; Wi peso de cada nivel; Fi la fuerza concentrada en cada nivel.

Para el peso de la estructura de aluminio se toma el peso de los elementos que se usaran en el modelo de la estructura, dando como resultado los valores mostrados en la tabla 2.7.

PESO DE LA ESTRUCTURA DE ALUMINIO					
DESCRIPCION	SECCIÓN	AREA	L	DENSIDAD	PESO
COLUMNAS	TS12X12X1/2	144,52 cm ²	48,54 m	2714,5 kg/m ³	1.904,22 kg
VIGAS	TS20X12X1/2	196,13 cm ²	96,30 m	2714,5 kg/m ³	5.126,96 kg
CORREA	C6X8.2	15,48 cm ²	97,50 m	2714,5 kg/m ³	409,70 kg
CORDONES	C15X40	76,13 cm ²	39,00 m	2714,5 kg/m ³	805,95 kg
DIAGONALES, ETC	2L4X4X1/4	25,08 cm ²	150,50 m	2714,5 kg/m ³	1.024,60 kg
CUBIERTA	9,04X19,5	176,28 cm ²		1,55 kg/m ³	273,23 kg
				TOTAL	9.544,67 kg

Fuente: Los autores

Tabla 2.7: Peso de la estructura de aluminio

Sustituyendo se obtiene como resultado:

$$V = \frac{0.4(1)(4.33)}{7.(0.9)(0.9)} 95.45kN = 21.89kN \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Distribuyendo el cortante basal por niveles y por 10 columnas en el nivel 1 y por 4 columnas en el nivel 2; se obtiene las cargas por cada nudo a colocar en la tabla 2.8.

CARGAS POR NIVELES PARA ESTRUCTURA DE ALUMINIO						
NIVEL	hi	Wi	Wi x hi	Wi x hi / \sum Wi x hi	Fi	100 %
1	3,94 m	149,23 kN	587,97 kNm	0,67	14,71 kN	1,47 kN
2	6,83 m	41,98 kN	286,72 kNm	0,33	7,18 kN	1,79 kN
	TOTAL	191,21 kN	TOTAL	1,00	21,89 kN	

Fuente: Los autores

Tabla 2.8: Cargas por niveles para estructura de aluminio

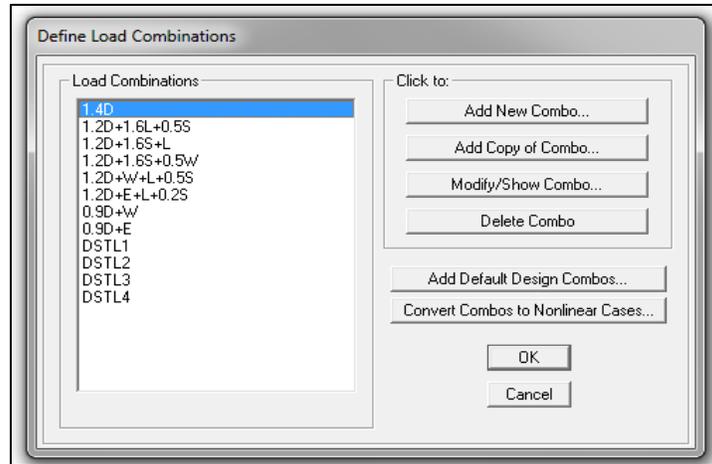
Teniendo hi como la altura de cada nivel; Wi peso de cada nivel; Fi la fuerza concentrada en cada nivel.

Carga de Granizo:

- En techo: 0.6 kN/m² (60 kg/m²) proyección vertical

2.5.4 Combinaciones de Carga

Teniendo en cuenta el código ecuatoriano se tomaron los siguientes tipos de carga y combinaciones de carga mostradas en la figura 2.5.



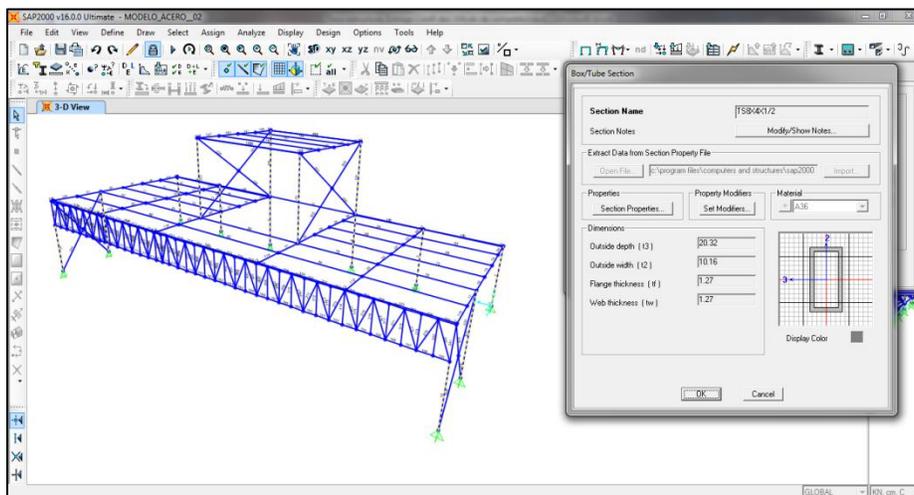
Fuente: Los autores

Figura 2.5: Combinaciones de carga.

2.5.5. Secciones de los elementos.

Se tienen cinco tipos de elementos o secciones, los cuales se analizan a continuación:

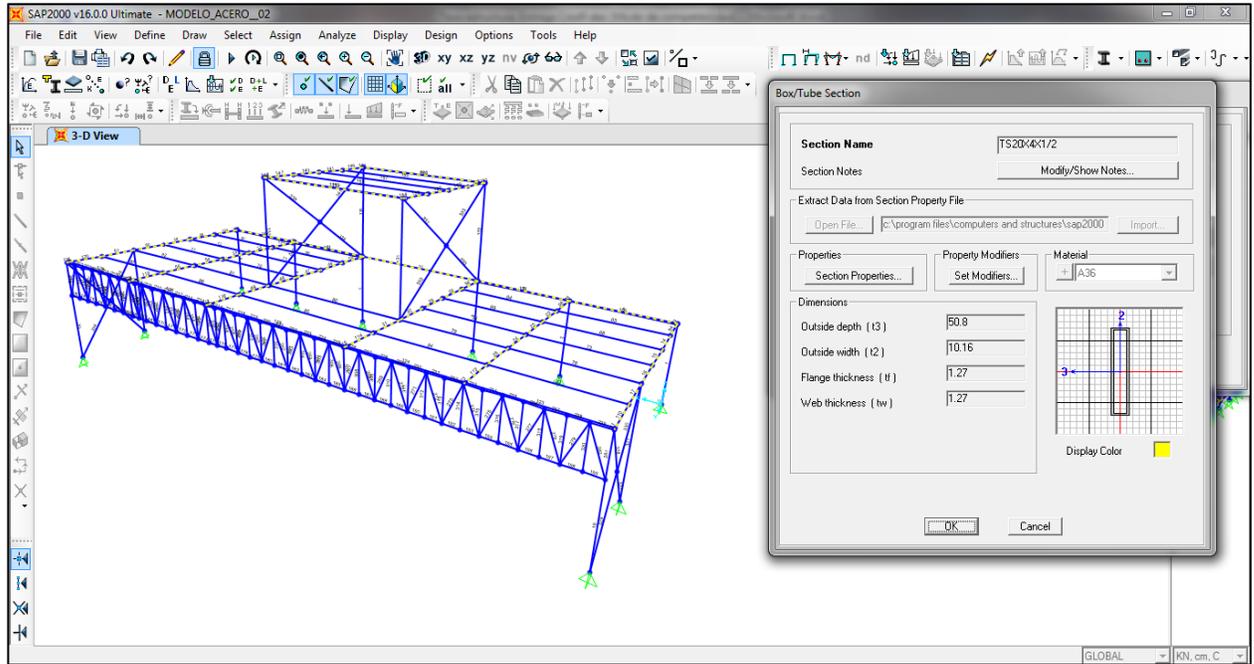
Columnas: TS8X4X1/2; las características geométricas son las mostradas en la figura 2.6.



Fuente: Los autores

Figura 2.6: Características geométricas de columnas.

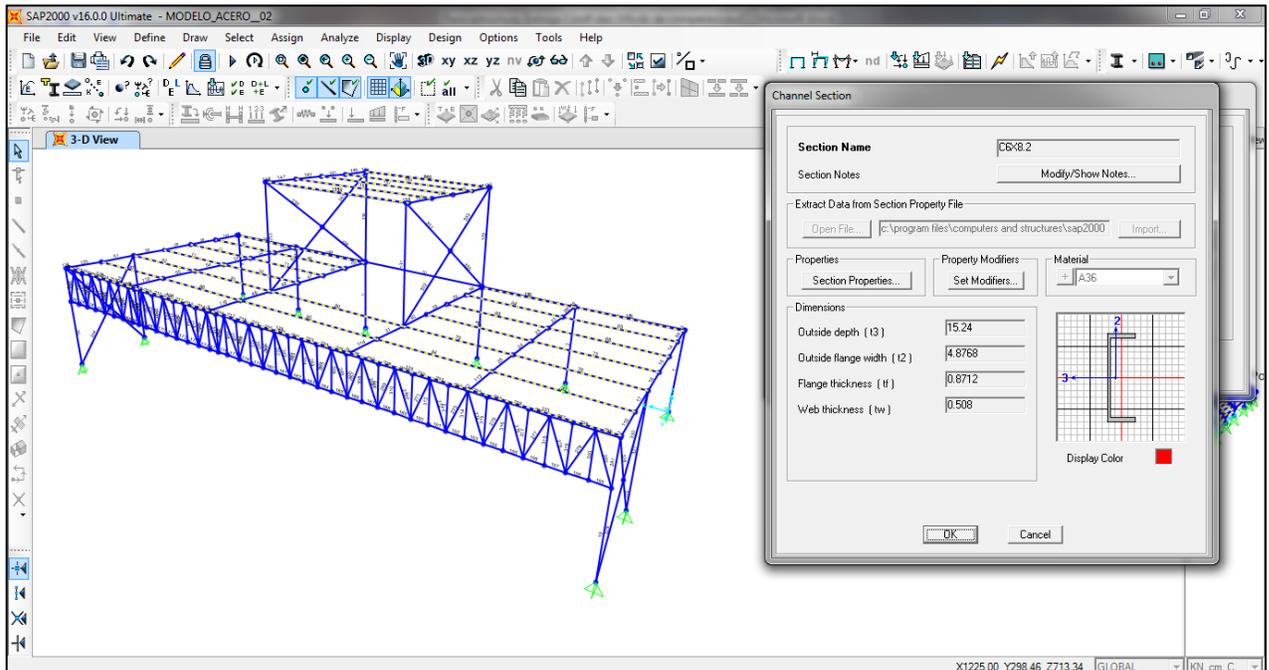
Vigas: TS20X4X1/2; las características geométricas son las mostradas en la figura 2.7.



Fuente: Los autores

Figura 2.7: Características geométricas de vigas.

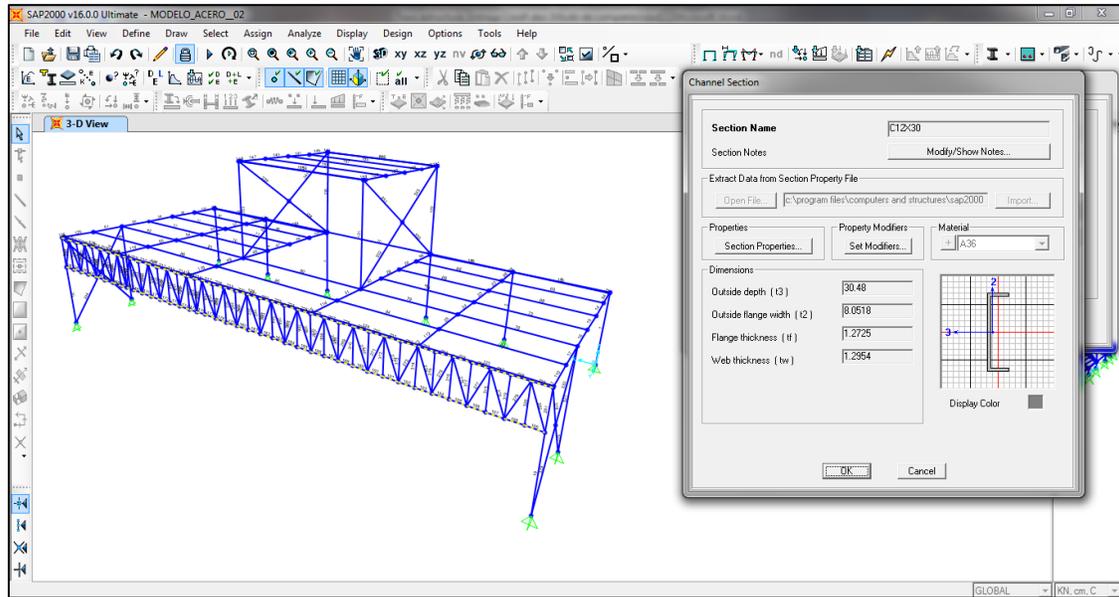
Correas: C6X8.2 las características geométricas son las mostradas en la figura 2.8.



Fuente: Los autores

Figura 2.8: Características geométricas de correas.

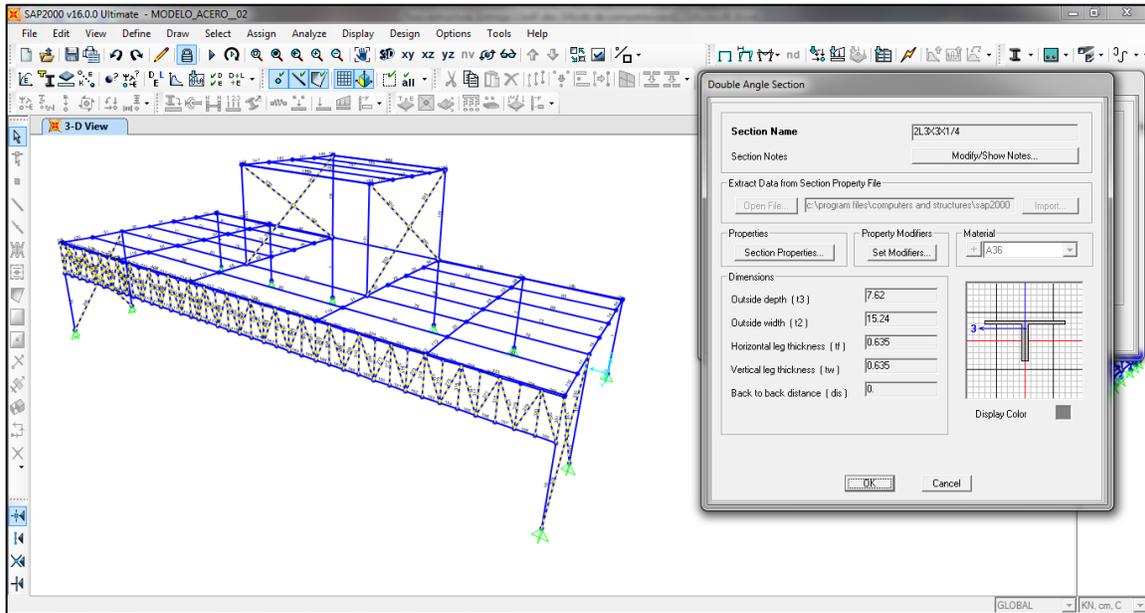
Cordones de Armadura: C12X30 las características geométricas son las mostradas en la figura 2.9.



Fuente: Los autores

Figura 2.9: Características geométricas de cordones de armadura.

Arriostres, diagonales y montantes: 2L3X3X1/4 las características geométricas son las mostradas en la figura 2.10.



Fuente: Los autores

Figura 2.10: Características geométricas de arriostres, diagonales y montantes.

El resumen de dicho análisis de secciones se muestra en las siguientes tablas:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
2L3X3X1/4	7,6 cm	15,2 cm	0,6 cm	0,6 cm	18,6 cm ²	2,7 cm ²	103,6 cm ⁴	190,3 cm ⁴
C12X30	30,5 cm	8,1 cm	1,3 cm	1,3 cm	56,9 cm ²	36,2 cm ²	6743,0 cm ⁴	213,9 cm ⁴
C12X30-A	30,5 cm	8,1 cm	1,3 cm	1,3 cm	56,9 cm ²	36,2 cm ²	6743,0 cm ⁴	213,9 cm ⁴
C6X8.2	15,2 cm	4,9 cm	0,9 cm	0,5 cm	15,5 cm ²	3,3 cm ²	545,3 cm ⁴	28,8 cm ⁴
TS20X4X1/2	50,8 cm	10,2 cm	1,3 cm	1,3 cm	144,5 cm ²	8532,7 cm ²	37003,0 cm ⁴	2564,0 cm ⁴
TS8X4X1/2	20,3 cm	10,2 cm	1,3 cm	1,3 cm	67,1 cm ²	2668,0 cm ²	3125,9 cm ⁴	1023,9 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.9 Propiedades de las secciones en acero. Parte 1

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
2L3X3X1/4	9,7 cm ²	9,7 cm ²	18,9 cm ³	25,0 cm ³	34,1 cm ³	39,7 cm ³	2,4 cm	3,2 cm
C12X30	39,5 cm ²	20,5 cm ²	442,5 cm ³	33,8 cm ³	550,6 cm ³	71,0 cm ³	10,9 cm	1,9 cm
C12X30-A	39,5 cm ²	20,5 cm ²	442,5 cm ³	33,8 cm ³	550,6 cm ³	71,0 cm ³	10,9 cm	1,9 cm
C6X8.2	7,7 cm ²	8,5 cm ²	71,6 cm ³	8,1 cm ³	84,1 cm ³	16,3 cm ³	5,9 cm	1,4 cm
TS20X4X1/2	129,0 cm ²	25,8 cm ²	1456,8 cm ³	504,7 cm ³	2015,6 cm ³	589,9 cm ³	16,0 cm	4,2 cm
TS8X4X1/2	51,6 cm ²	25,8 cm ²	307,7 cm ³	201,6 cm ³	404,8 cm ³	245,8 cm ³	6,8 cm	3,9 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.10 Propiedades de las secciones en acero. Parte 2

Las secciones consideradas para la estructura en aluminio son similares en el tipo pero no en las propiedades, dichas propiedades se muestran a continuación en las tablas 2.11 y 2.12.

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
2L4X4X1/4	10,2 cm	20,3 cm	0,6 cm	0,6 cm	25,03 cm ²	3,7 cm ²	253,1 cm ⁴	445,0 cm ⁴
C15X40	38,1 cm	8,9 cm	1,7 cm	1,3 cm	76,13 cm ²	60,8 cm ²	14526,5 cm ⁴	384,2 cm ⁴
C15X40-A	38,1 cm	8,9 cm	1,7 cm	1,3 cm	76,13 cm ²	60,8 cm ²	14526,5 cm ⁴	384,2 cm ⁴
C6X8.2	15,2 cm	4,9 cm	0,9 cm	0,5 cm	15,48 cm ²	3,3 cm ²	545,3 cm ⁴	28,8 cm ⁴
TS12X12X1/2	30,5 cm	30,5 cm	1,3 cm	1,3 cm	144,52 cm ²	32341,2 cm ²	20187,2 cm ⁴	20187,2 cm ⁴
TS20X12X1/2	50,8 cm	30,5 cm	1,3 cm	1,3 cm	196,13 cm ²	68678,2 cm ²	68678,2 cm ⁴	31217,4 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.11 Propiedades de las secciones en aluminio. Parte 1

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
2L4X4X1/4	12,9 cm2	12,9 cm2	34,3 cm3	43,8 cm3	61,8 cm3	69,3 cm3	3,2 cm	4,2 cm
C15X40	50,3 cm2	29,5 cm2	762,5 cm3	55,1 cm3	937,3 cm3	112,6 cm3	13,8 cm	2,2 cm
C15X40-A	50,3 cm2	29,5 cm2	762,5 cm3	55,1 cm3	937,3 cm3	112,6 cm3	13,8 cm	2,2 cm
C6X8.2	7,7 cm2	8,5 cm2	71,6 cm3	8,1 cm3	84,1 cm3	16,3 cm3	5,9 cm	1,4 cm
TS12X12X1/2	77,4 cm2	77,4 cm2	1324,6 cm3	1324,6 cm3	1563,3 cm3	1563,3 cm3	11,8 cm	11,8 cm
TS20X12X1/2	129,0 cm2	77,4 cm2	2703,9 cm3	2048,4 cm3	3293,8 cm3	2310,6 cm3	18,7 cm	12,6 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.12 Propiedades de las secciones en aluminio. Parte 2

2.5.6. Material de los elementos.

El objetivo es comparar una estructura bajo cargas similares, geometría similar pero materiales diferentes, pretendemos comparar dicho comportamiento de la misma estructura usando como material al acero y al aluminio, por lo que se tienen dos modelos donde solo se varía el material.

Las características del acero se muestran a continuación, en la figura 2.11:

The screenshot shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: A36
 - Material Type: Steel
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 7.697E-05
 - Mass per Unit Volume: 7.849E-08
 - Units: KN, cm, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 19994.798
 - Poisson's Ratio, U: 0.3
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 7690.3069
- Other Properties for Steel Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 24.8211
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 39.9896
 - Effective Yield Stress, Fye: 37.2317
 - Effective Tensile Stress, Fue: 43.9886

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked) and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: Los autores

Figura 2.11: Propiedades del acero.

Las características del aluminio se muestran a continuación, en la figura 2.12

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" for Aluminum 6061-T6. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is "6061T6" with a blue color swatch. Material Type is "Aluminum". There is a "Modify/Show Notes..." button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is "2.660E-05" and Mass per Unit Volume is "2.714E-08".
- Units:** The unit system is set to "KN, cm, C".
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E is "6963.7055"; Poisson's Ratio, U is "0.33"; Coefficient of Thermal Expansion, A is "2.358E-05"; Shear Modulus, G is "2617.9344".
- Other Properties for Aluminum Materials:** Aluminum Type is "Wrought"; Aluminum Alloy Designation is "6061-T6"; Compressive Yield Strength, Fcy is "24.1317"; Tensile Yield Strength, Fty is "24.1317"; Tensile Ultimate Strength, Ftu is "26.2001"; Shear Ultimate Strength, Fsu is "16.5474".

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" (which is unchecked) and "OK" and "Cancel" buttons.

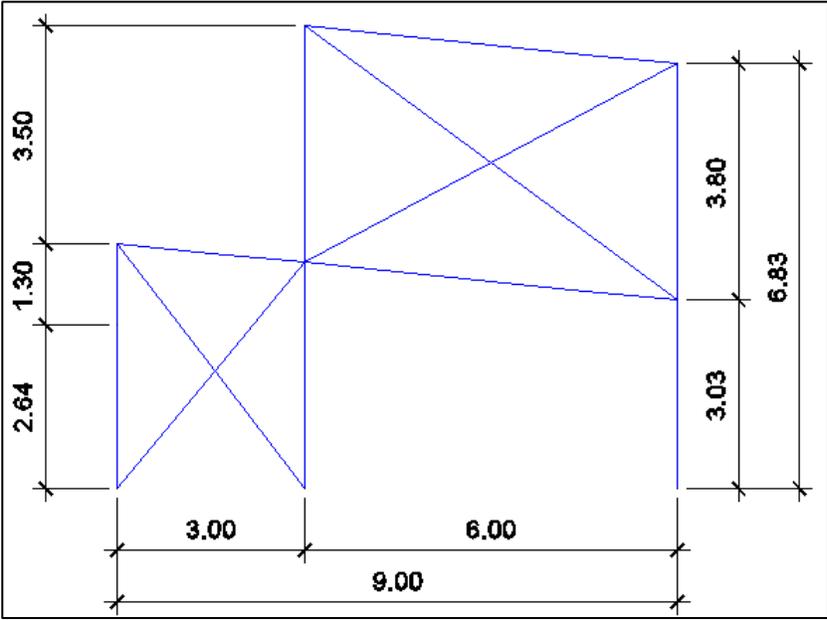
Fuente: Los autores

Figura 2.12: Propiedades del aluminio.

2.5.7 Esquema de la estructura

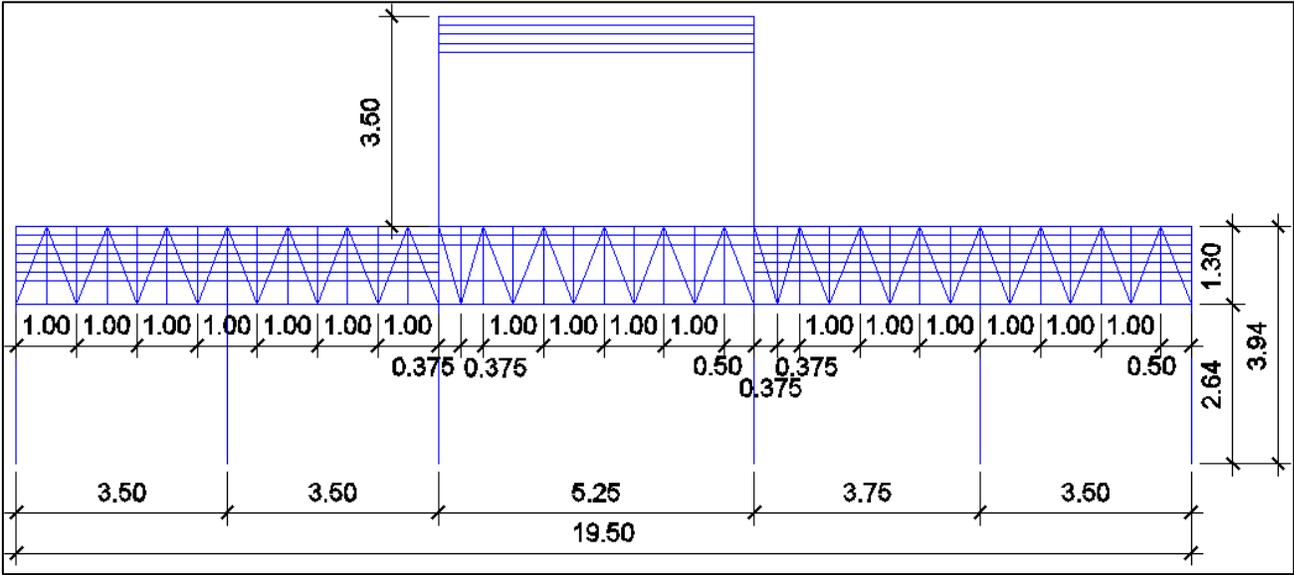
La estructura fue modelada en el programa SAP 2000 V 16.0.0. En la figura 2.13 se muestra una vista lateral de la estructura con el esquema de barras que representan columnas, vigas, arriostres que más adelante se detallaran y sus

dimensiones; en la figura 2.14 y figura 2.15 se muestran mismos elementos antes mencionados junto a las correas en cubierta.



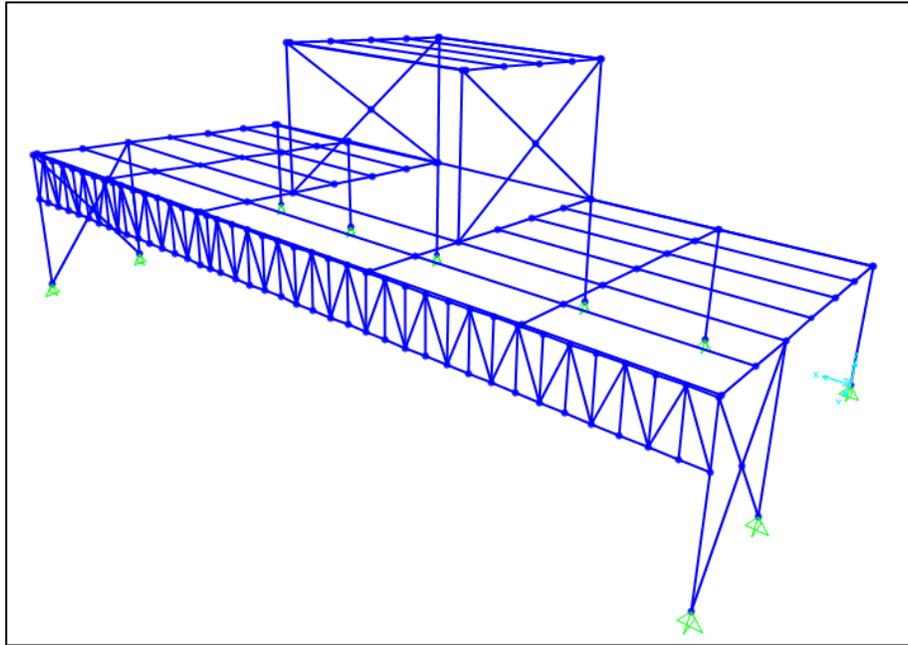
Fuente: Los autores

Figura 2.13: Vista lateral. Dimensiones del pórtico.



Fuente: Los autores

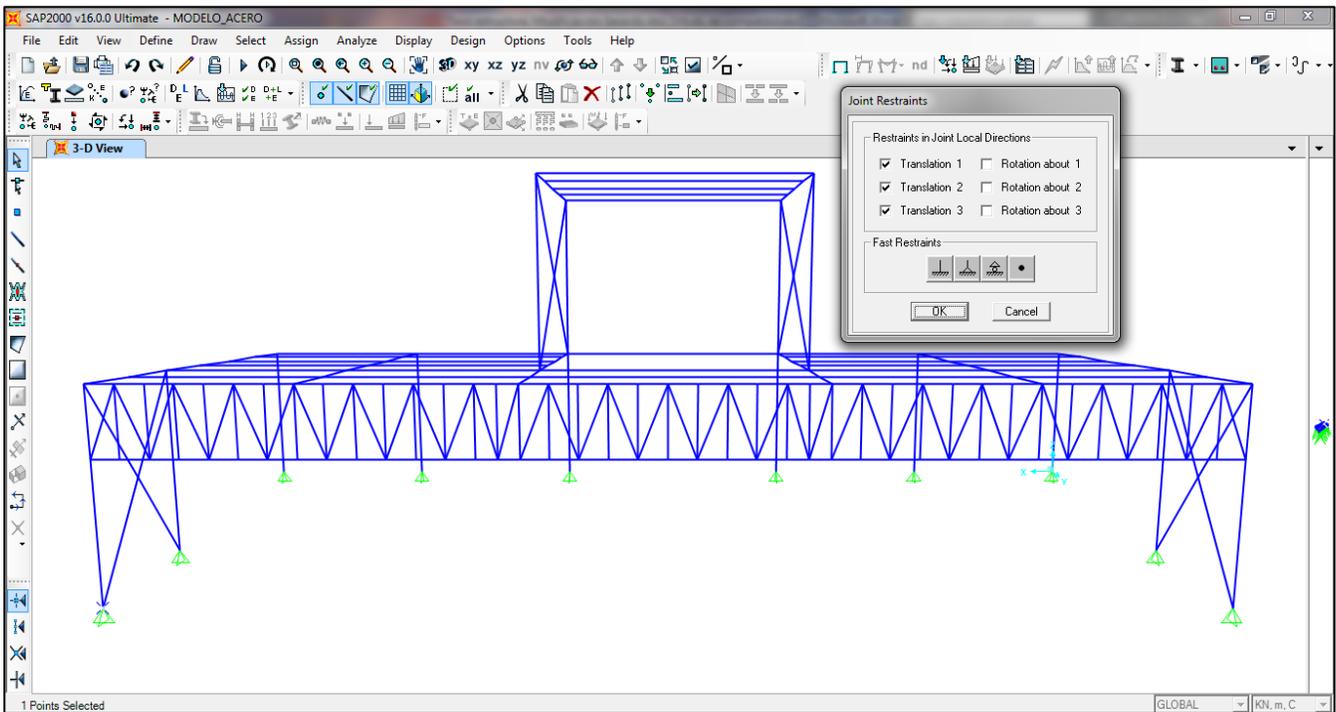
Figura 2.14: Vista frontal. Dimensiones del pórtico.



Fuente: Los autores

Figura 2.15: Esquema 3D.

Condiciones de apoyo. Se consideraron todos los apoyos articulados, con el fin de no transmitir momentos a la base de las columnas, según se muestra en la figura 2.16.



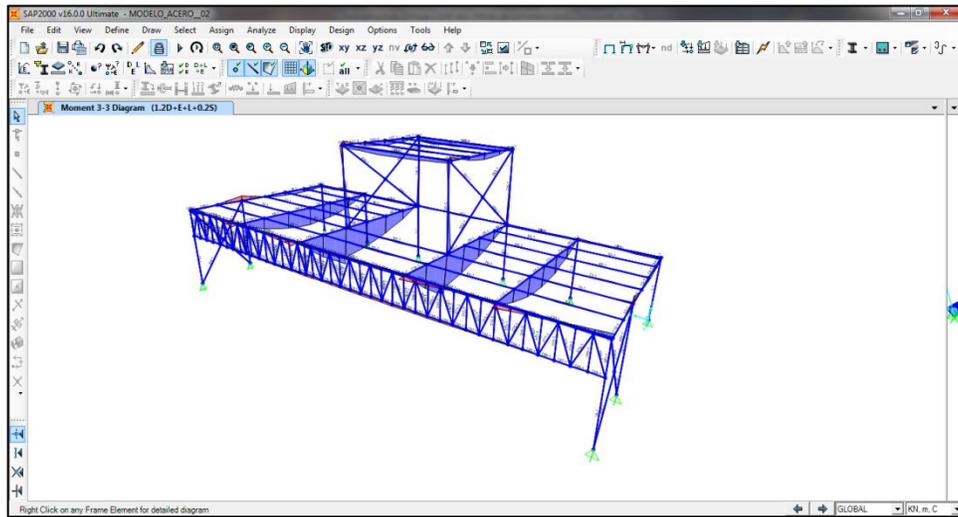
Fuente: Los autores

Figura 2.16: Vista apoyos de la estructura.

2.5.8. Resultados de la modelación en SAP 2000 V16.0.0

A partir del análisis de las secciones de los elementos, cargas y combinaciones de cargas y materiales, se procedió a la modelación de las estructuras, utilizando el software SAP 2000, versión 16.0.0, obteniéndose los siguientes resultados:

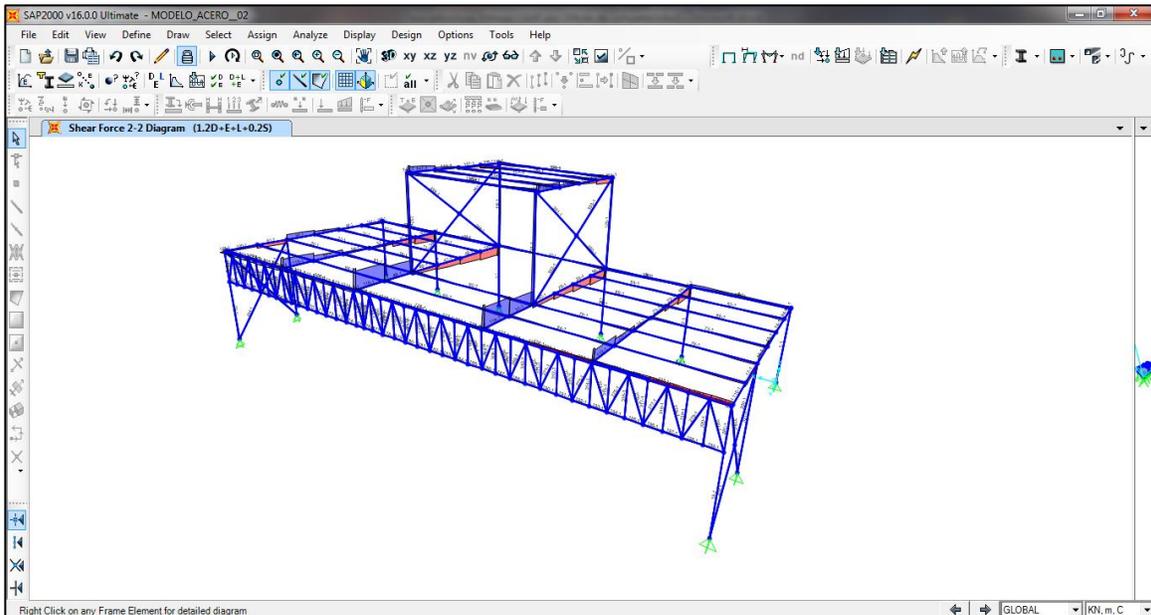
- Gráfico de momento en toda la estructura, según se muestra en la figura 2.17:



Fuente: Los autores

Figura 2.17: Gráfico de momento flector.

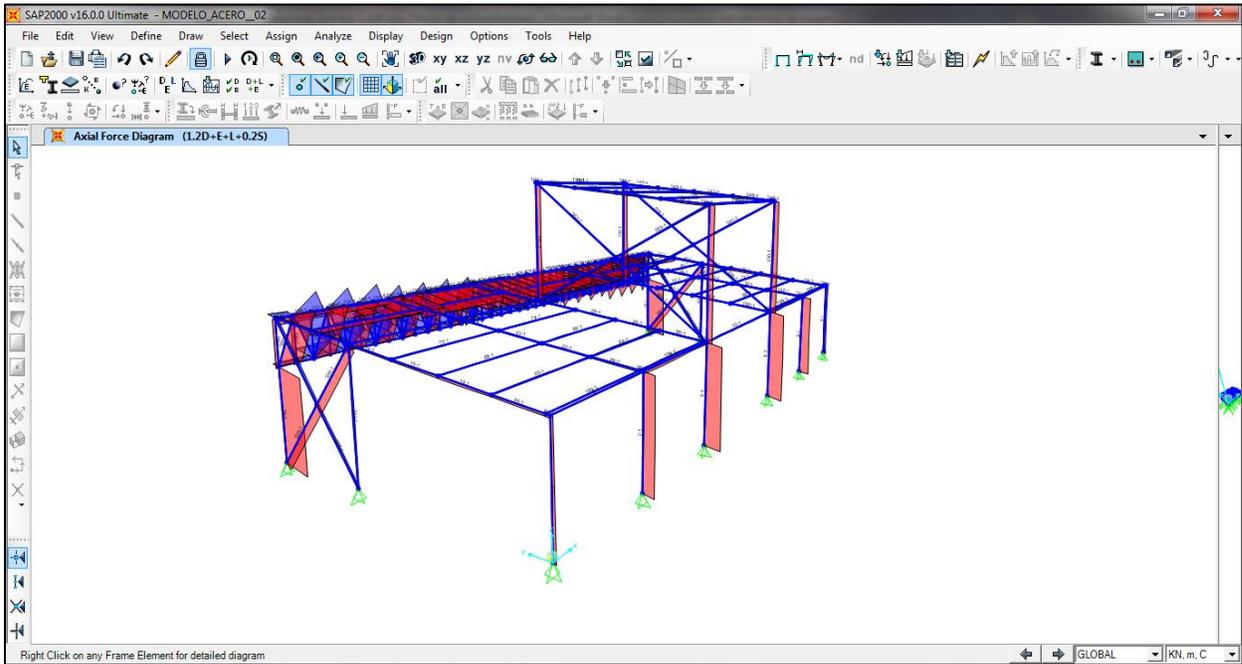
- Gráfico de cortante en toda la estructura, según se muestra en la figura 2.18:



Fuente: Los autores

Figura 2.18: Gráfico de cortante.

- Gráfico de axial en toda la estructura, según se muestra en la figura 2.19:



Fuente: Los autores

Figura 2.19: Gráfico de axial.

El software además de la información gráfica, permite obtener en tablas, los esfuerzos a los que está sometido cada elemento, seleccionándose los esfuerzos máximos y mínimos, por tipo de elementos y material.

A continuación se muestra el resumen de los esfuerzos máximos y mínimos, para la estructura de acero:

- Columnas

COLUMNAS									
Frame	Station	OutputCase	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
4	3,03 m	0.9D+W	Comb	11,91 kN	18,51 kN	-0,08 kN	0,0 Knm	0,23 Knm	-101,62 Knm
19	0,00 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	-112,70 kN	14,27 kN	1,17 kN	1,1 Knm	-1,37 Knm	1,02 Knm
19	1,32 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	-111,88 kN	4,06 kN	1,17 kN	1,1 Knm	-2,91 Knm	-11,07 Knm
132	0,00 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	-17,16 kN	20,06 kN	-0,93 kN	-0,6 Knm	-2,37 Knm	29,96 Knm
331	1,82 m	0.9D+W	Comb	43,44 kN	0,31 kN	-0,34 kN	-0,1 Knm	0,39 Knm	-0,71 Knm
331	3,64 m	0.9D+W	Comb	44,28 kN	0,31 kN	-0,34 kN	-0,1 Knm	1,00 Knm	-1,26 Knm

Fuente: Los autores

Tabla 2.13 Esfuerzos máximos y mínimos para columnas de estructura de acero

- Correas

Las correas serán analizadas manualmente en la etapa de diseño.

- Vigas

VIGAS									
Frame	Station	OutputCase	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
49	0,00 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	-13,6 kN	33,25 kN	7,54 kN	-1,54 Knm	8,09 Knm	112,37 Knm
99	0,00 m	1.2D+1.6S+L	Comb	0,13 kN	-33,1 kN	2,74 kN	3,68 Knm	0,32 Knm	-26,64 Knm
113	0,00 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	10,57 kN	14,32 kN	109,62 kN	3,68 Knm	-70,51 Knm	11,51 Knm
119	0,11 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	10,37 kN	14,54 kN	-110,74 kN	-3,66 Knm	83,27 Knm	10,25 Knm

Fuente: Los autores

Tabla 2.14 Esfuerzos máximos y mínimos para vigas de estructura de acero

- Arriostres, diagonales y montantes

ARRIOSTRES, DIAGONALES, MONTANTES									
Frame	Station	OutputCase	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
278	0,70 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-100,81 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
278	1,39 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-100,92 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
279	0,70 m	1.2D+1.6S+L	Comb	103,07 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
279	1,39 m	1.2D+1.6S+L	Comb	103,18 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm

Fuente: Los autores

Tabla 2.15 Esfuerzos máximos y mínimos para arriostres, diagonales y montantes de estructura de acero

- Cordón superior e inferior de armadura

CORDON SUPERIOR E INFERIOR									
Frame	Station	OutputCase	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
178	0,00 m	1.2D+1.6S+L	Comb	426,72 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
214	0,50 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	-156,03 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,05 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
226	0,00 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-326,66 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,02 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm

Fuente: Los autores

Tabla 2.16 Esfuerzos máximos y mínimos para cordón superior e inferior de armadura de estructura de acero

- Reacciones en los apoyos para la estructura de acero

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
20	1.2D+W+L+0.5S	Combination	1,81 kN	-57,68 kN	165,92 kN	0,00 kNm	0,00 kNm	0,00 kNm
170	0.9D+W	Combination	0,09 kN	-30,93 kN	-82,01 kN	0,00 kNm	0,00 kNm	0,00 kNm

Fuente: Los autores

Tabla 2.17 Reacciones en los apoyos para la estructura de acero

A continuación se muestra el resumen de los esfuerzos máximos y mínimos, para la estructura de aluminio:

- Columnas

COLUMNAS									
Frame	Station	OutputCase	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
4	0,00 m	0.9D+W	Comb	21,87 kN	47,99 kN	-0,20 kN	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
4	3,03 m	0.9D+W	Comb	22,92 kN	17,94 kN	-0,20 kN	0,00 Knm	0,62 Knm	-99,88 Knm
19	0,00 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	-87,39 kN	13,93 kN	3,36 kN	0,71 Knm	-0,85 Knm	0,64 Knm
331	3,64 m	0.9D+W	Comb	44,16 kN	1,71 kN	-0,24 kN	-0,10 Knm	0,74 Knm	-6,27 Knm

Fuente: Los autores

Tabla 2.18 Esfuerzos máximos y mínimos para columnas de estructura de aluminio

- Correas

Las correas serán analizadas manualmente en la etapa de diseño.

- Vigas

VIGAS									
Frame	Station	OutputCase	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
11	0,00 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	-37,90 kN	-3,36 kN	20,73 kN	12,13 Knm	49,79 Knm	-2,94 Knm
49	0,00 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	-6,14 kN	24,86 kN	-3,11 kN	-5,92 Knm	9,02 Knm	86,98 Knm
99	0,00 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-1,48 kN	-26,64 kN	3,17 kN	4,50 Knm	-1,61 Knm	-40,27 Knm
119	0,00 m	1.2D+W+L+0.5S	Comb	6,97 kN	8,04 kN	-56,12 kN	-4,80 Knm	78,62 Knm	9,57 Knm

Fuente: Los autores

Tabla 2.19 Esfuerzos máximos y mínimos para vigas de estructura de aluminio

- Arriostres, diagonales y montantes.

ARRIOSTRES, DIAGONALES, MONTANTES									
Frame	Station	OutputCase	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
278	0,70 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-70,21 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
278	1,39 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-70,26 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
279	0,70 m	1.2D+1.6S+L	Comb	72,81 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
279	1,39 m	1.2D+1.6S+L	Comb	72,86 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm

Fuente: Los autores

Tabla 2.20 Esfuerzos máximos y mínimos para arriostres, diagonales y montantes de estructura de aluminio

- Cordón superior e inferior

CORDON SUPERIOR E INFERIOR									
Frame	Station	OutputCase	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
178	0,00 m	1.2D+1.6S+L	Comb	285,79 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
178	0,50 m	1.2D+1.6S+L	Comb	285,79 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
179	0,00 m	1.2D+1.6S+L	Comb	285,78 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
179	0,50 m	1.2D+1.6S+L	Comb	285,78 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
214	0,00 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-213,50 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
214	0,50 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-213,50 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
226	0,00 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-222,07 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm
226	0,50 m	1.2D+1.6S+L	Comb	-222,07 kN	0,00 Kn	0,00 Kn	0,00 Knm	0,00 Knm	0,00 Knm

Fuente: Los autores

Tabla 2.21 Esfuerzos máximos y mínimos para cordón superior e inferior de armadura de estructura de aluminio

- Reacciones en los apoyos para la estructura de aluminio

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	
20	1.2D+W+L+0.5S	Combination	3,82 kN	-58,49 kN	141,59 kN	0,00 kNm	0,00 kNm	0,00 kNm	
170	0.9D+W	Combination	0,20 kN	-31,75 kN	-81,77 kN	0,00 kNm	0,00 kNm	0,00 kNm	

Fuente: Los autores

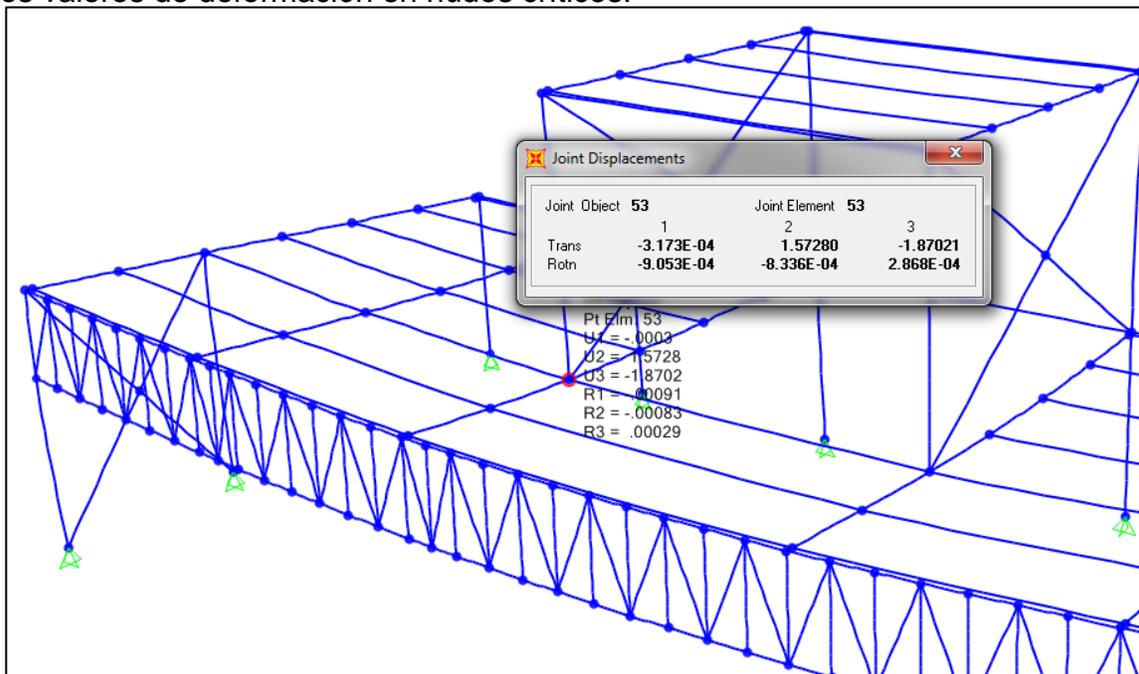
Tabla 2.22 Reacciones en los apoyos para la estructura de aluminio

2.5.9 Deformaciones en la estructura

En nuestra estructura para acero y aluminio, el criterio que predominó en el pre dimensionamiento de las secciones de cada elemento fue el de deformación, se corrió varias veces cada modelo con el objetivo que las deformaciones fueran las adecuadas, tomando como referencia para elementos a flexión $L/300$; bajo este criterio se seleccionaron las secciones de manera que no existieran deformaciones que sobrepasaran este criterio.

El aluminio presenta un módulo de elasticidad inferior al del acero por lo que para lograr deformaciones similares se necesitan secciones con mayor rigidez o superiores es sus características geométricas. Aunque las secciones de aluminio resisten ampliamente los esfuerzos a que están sometidos, el criterio de deformación fue el predominante en la selección de las perfiles.

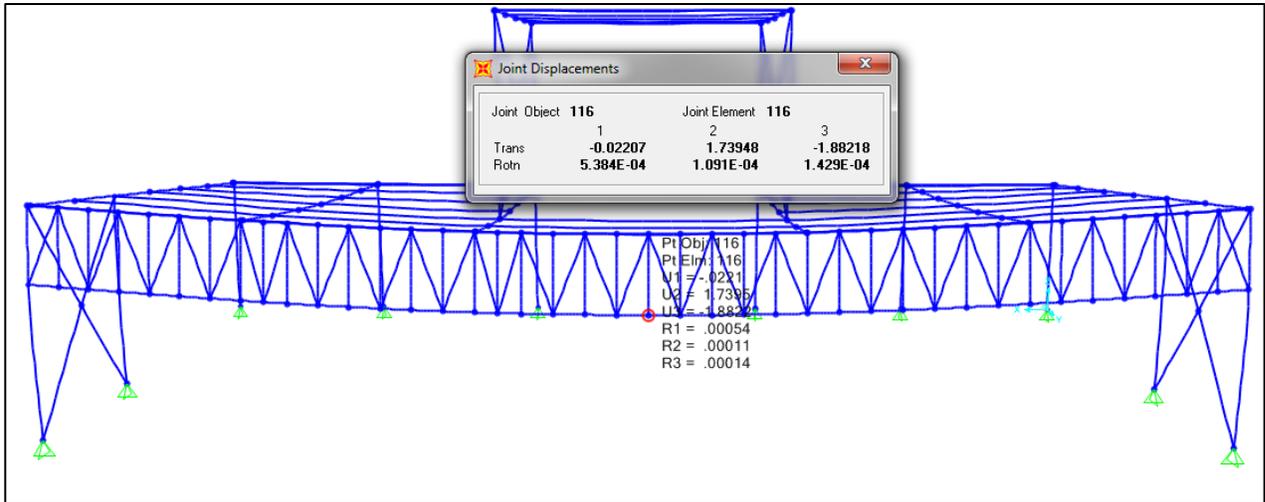
A continuación se mostrará gráficamente los resultados para cada tipo de estructura (acero y aluminio) y su comportamiento frente a las cargas actuantes y los valores de deformación en nudos críticos.



Fuente: Los autores

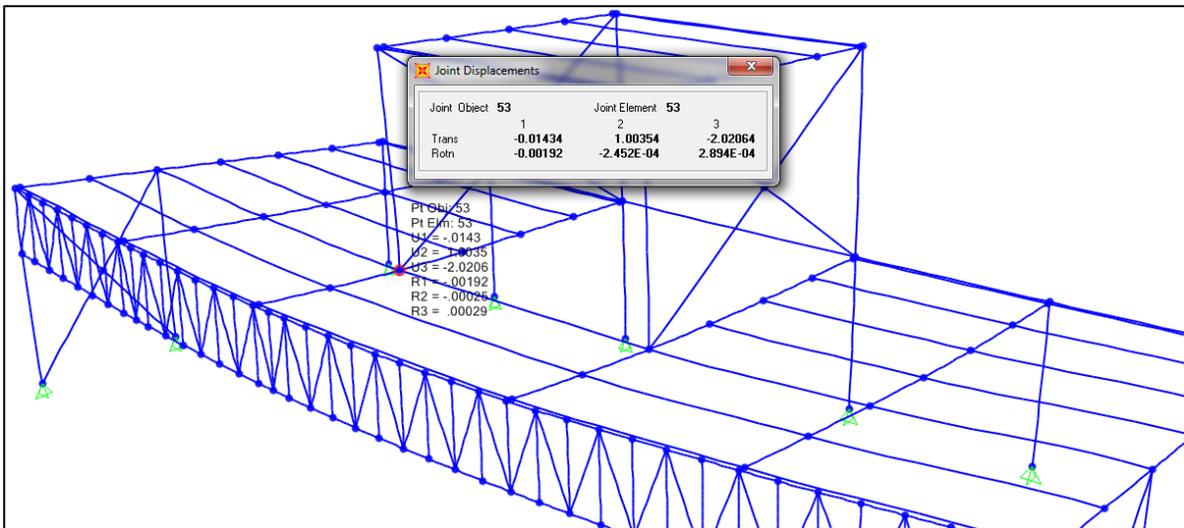
Figura 2.20: Deformación en estructura de acero vista 3D.

Como se puede apreciar en la figura 2.20, la deformación vertical (flecha) está en el orden de 1.87 cm, la luz que tiene este elemento que es de 9 m, la deformación admisible $L/300 = 900 \text{ cm}/300 = 3 \text{ cm}$.



Fuente: Los autores

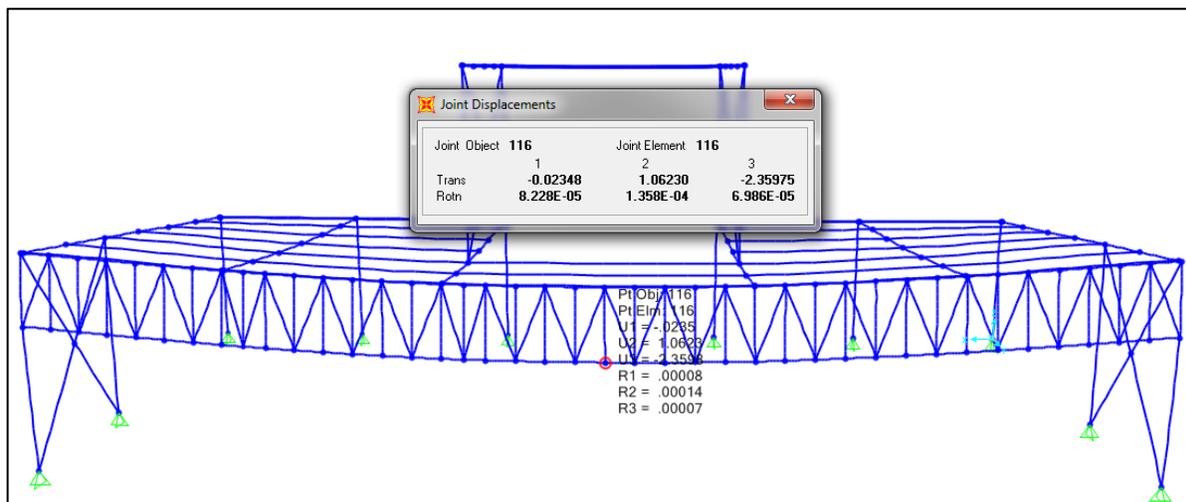
Figura 2.21: Deformación en estructura de acero vista frontal.



Fuente: Los autores

Figura 2.22: Deformación en estructura de aluminio vista 3D.

Como se puede apreciar en la figura 2.22, la deformación vertical (flecha) está en el orden de 2.01 cm, se toma como referencia el mismo nudo “53” tomado en la estructura de acero y se puede comparar los resultados, a pesar de que las secciones de aluminio tienen mayores propiedades geométricas, la deformación de la estructura es mucho mayor, esto se debe a la diferencia en las propiedades del material. La luz que tiene este elemento que es de 9 m, la deformación admisible $L/300 = 900 \text{ cm}/300 = 3 \text{ cm}$. Es interesante adicionar que la carga muerta y la de sismo es menor en la estructura de aluminio, aun así se deforma más que la estructura de acero.



Fuente: Los autores

Figura 2.23: Deformación en estructura de aluminio vista frontal.

Como se puede apreciar en la figura 2.23, la deformación vertical (flecha) está en el orden de 2.35 cm, se toma como referencia el mismo nudo “116” tomado en la estructura de acero y se puede comparar los resultados, a pesar de que las secciones de aluminio tienen mayores propiedades geométricas, la deformación de la estructura es mucho mayor, esto se debe a la diferencia en las propiedades del material. La luz que tiene este elemento es de 9 m, la deformación admisible $L/300 = 900 \text{ cm}/300 = 3 \text{ cm}$. Es interesante adicionar que la carga muerta y la de sismo es menor en la estructura de aluminio, aun así se deforma más que la estructura de acero.

2.5.10 Diseño de columnas

A partir de la geometría planteada se tienen varias columnas de diferentes dimensiones, la más cargada es de una altura de 2.64 m. Elemento 19.

Las propiedades de la sección del elemento 19 se muestran en la tabla 2.23 y 2.24:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
TS8X4X1/2	20,3 cm	10,2 cm	1,3 cm	1,3 cm	67,1 cm ²	2668,0 cm ²	3125,9 cm ⁴	1023,9 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.23 Propiedades de la sección de columnas de acero A

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
TS8X4X1/2	51,6 cm ²	25,8 cm ²	307,7 cm ³	201,6 cm ³	404,8 cm ³	245,8 cm ³	6,8 cm	3,9 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.24 Propiedades de la sección de columnas de acero B

El proceso de diseño de columnas a compresión de acero se muestra en la

Tabla 2.25 Diseño a compresión de Columna acero.

COMPRESION COLUMNAS	
$\phi_c = 0,90$	$P_u = 112,70 \text{ kN}$
$\lambda_{lim} < 200$	$F_y = 24,82 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 17,37 \text{ kN/cm}^2$	$E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$
$A_g = 7,21 \text{ cm}^2$	TS8X4X1/2
$d = 20,3 \text{ cm}$	$T = 2,4 \text{ cm}$
$bf = 10,16 \text{ cm}$	$tw = 1,27 \text{ cm}$
$tf = 1,27 \text{ cm}$	$A = 67,10 \text{ cm}^2$
$I_x = 3125,90 \text{ cm}^4$	$I_y = 1023,93 \text{ cm}^4$
$r_x = 6,83 \text{ cm}$	$r_y = 3,91 \text{ cm}$
$L_x = 2,64 \text{ m}$	$L_y = 2,64 \text{ m}$
$K_x = 2,00$	$K_y = 2,00$
$\lambda_x = 77,36$	$\lambda_y = 135,16$
$F_e = 32,99 \text{ kN/cm}^2$	$F_e = 10,81 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 18,12 \text{ kN/cm}^2$	$F_{cr} = 9,48 \text{ kN/cm}^2$
$P_{nx} = 1215,47 \text{ kN}$	$P_{ny} = 635,82 \text{ kN}$
$\phi P_{nx} = 1093,92 \text{ kN}$	$\phi P_{ny} = 572,23 \text{ kN}$

Fuente: Los autores

Tabla 2.25 Diseño a Compresión de Columna de Acero

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a compresión para esta combinación de carga. $\phi P_n = 572.23 > P_u = 112.70$ kN. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.25 se muestra en el Anexo 2 pág. 164.

El proceso de diseño de columnas a flexión de acero se muestra en la Tabla 2.26 Diseño a flexión de Columna aluminio.

FLEXION-COLUMNA	
Mx = 101,62 kNm	My = 0,00 kNm
Fy = 24,82 kN/cm ²	E = 20.000 kN/cm ²
$\phi b = 0,90$	Lb = 2,64 m
L = 2,64 m	bf = 10,2 cm
d = 20,3 cm	tw = 1,27 cm
A = 67,10 cm ²	tf = 1,27 cm
Ix = 3125,90 cm ⁴	Iy = 1023,93 cm ⁴
Sx = 307,67 cm ³	Sy = 202 cm ³
rx = 6,83 cm	ry = 3,91 cm
J = 2668,04 cm ⁴	
Zx = 405 cm ³	Zy = 246 cm ³
Zxreq = 455 cm ³	Ixreq = 4621,78 cm ⁴
ho = 19,05 cm	
Cw = 92896,69 cm ⁶	Lp = 1,95 m
rts = 5,63 cm	Lr = 120,59 m
Cb = 1,00	
Mp = 10046,60 kNcm	Lp = 195,16 cm
Mn = 10019,32 kNcm	Lb = 264,00 cm
Me = 5345,65 kNcm	Lr = 12058,59 cm
Mcx = 90,17 kNm	
Mx = 101,62 kNm	

Fuente: Los autores

Tabla 2.26 Diseño a Flexión de Columna de Acero

La sección seleccionada no cumple los esfuerzos a flexión para esta combinación de carga. $\phi M_n = 90,17$ kNm $<$ $M_u = 101,62$ kNm. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.26 se muestra en el Anexo 3 pág. 166.

Se propone seleccionar la sección TS8X6X1/2. Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.27 y 2.28:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
TS8X6X1/2	20,3 cm	15,2 cm	1,3 cm	1,3 cm	80,0 cm ²	5619,1 cm ²	4287,2 cm ⁴	2734,6 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.27 Propiedades de la sección de columnas de acero C

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
TS8X6X1/2	51,6 cm ²	38,7 cm ²	422,0 cm ³	358,9 cm ³	527,7 cm ³	432,6 cm ³	7,3 cm	5,8 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.28 Propiedades de la sección de columnas de acero D

Se muestran los resultados del diseño en la tabla 2.29 Rediseño a Flexión de Columna Acero.

FLEXION-COLUMNA	
Mx = 101,62 kNm	My = 0,00 kNm
Fy = 24,82 kN/cm ²	E = 20.000 kN/cm ²
∅b = 0,90	Lb = 2,64 m
L = 2,64 m	bf = 15,2 cm
d = 20,3 cm	tw = 1,27 cm
A = 80,00 cm ²	tf = 1,27 cm
Ix = 4287,18 cm ⁴	Iy = 2734,64 cm ⁴
Sx = 422 cm ³	Sy = 359 cm ³
rx = 7,32 cm	ry = 5,85 cm
J = 5619,12 cm ⁴	
Zx = 528 cm ³	Zy = 433 cm ³
Zxreq = 455 cm ³	Ixreq = 4621,78 cm ⁴
ho = 19,05 cm	
Cw = 248101,92 cm ⁶	Lp = 2,92 m
rts = 7,86 cm	Lr = 208,52 m
Cb = 1,00	
Mp = 13097,19 kNcm	Lp = 292,09 cm
Mn = 13105,07 kNcm	Lb = 264,00 cm
Me = 7331,58 kNcm	Lr = 20852,20 cm
∅Mnx = 117,95 kNm	
Mux = 101,62 kNm	

Fuente: Los autores

Tabla 2.29 Rediseño a Flexión de Columna de Acero

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a flexión para esta combinación de carga. $\emptyset M_{nx} = 117,95 \text{ kNm} > M_{ux} = 101,62 \text{ kNm}$. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.29 se muestra en el Anexo 3 pág. 166.

Diseñando para aluminio se tiene:

Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.30 y 2.31:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
TS12X12X1/2	30,5 cm	30,5 cm	1,3 cm	1,3 cm	144,52 cm ²	32341,2 cm ²	20187,2 cm ⁴	20187,2 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.30 Propiedades de la sección de columnas de aluminio A

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
TS12X12X1/2	77,4 cm ²	77,4 cm ²	1324,6 cm ³	1324,6 cm ³	1563 cm ³	1563 cm ³	11,8 cm	11,8 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.31 Propiedades de la sección de columnas de aluminio B

El proceso de diseño de columnas de aluminio se muestra en la Tabla 2.32

Diseño a compresión de Columna aluminio.

COMPRESION COLUMNAS	
$\emptyset_c = 0,90$	$P_u = 87,39 \text{ kN}$
$\lambda_{lim} < 200$	$F_y = 24,13 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 16,89 \text{ kN/cm}^2$	$E = 6.964 \text{ kN/cm}^2$
$A_g = 5,75 \text{ cm}^2$	TS12X12X1/2
$d = 30,5 \text{ cm}$	$T = 4,8 \text{ cm}$
$bf = 30,48 \text{ cm}$	$tw = 1,27 \text{ cm}$
$tf = 1,27 \text{ cm}$	$A = 144,52 \text{ cm}^2$
$I_x = 20187,20 \text{ cm}^4$	$I_y = 20187,20 \text{ cm}^4$
$r_x = 11,82 \text{ cm}$	$r_y = 11,82 \text{ cm}$
$L_x = 2,64 \text{ m}$	$L_y = 2,64 \text{ m}$
$K_x = 2,00$	$K_y = 2,00$
$\lambda_x = 44,67$	$\lambda_y = 44,67$
$F_e = 34,44 \text{ kN/cm}^2$	$F_e = 34,44 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 18,00 \text{ kN/cm}^2$	$F_{cr} = 18,00 \text{ kN/cm}^2$
$P_{nx} = 2600,92 \text{ kN}$	$P_{ny} = 2600,92 \text{ kN}$
$\emptyset P_{nx} = 2340,83 \text{ kN}$	$\emptyset P_{ny} = 2340,83 \text{ kN}$

Fuente: Los autores

Tabla 2.32 Diseño a compresión de Columna de Aluminio

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a compresión para esta combinación de carga. $\phi P_{ny} = 2340,83 > P_u = 87,39$ kN. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.32 se muestra en el Anexo 2 pág. 164.

El proceso de diseño de columnas a flexión de aluminio se muestra en la Tabla 2.33 Diseño a flexión de Columna aluminio.

FLEXION-COLUMNA	
$M_x = 99,88$ kNm	$M_y = 0,00$ kNm
$F_y = 24,13$ kN/cm ²	$E = 6.964$ kN/cm ²
$\phi b = 0,90$	$L_b = 2,64$ m
$L = 2,64$ m	$b_f = 30,5$ cm
$d = 30,5$ cm	$t_w = 1,27$ cm
$A = 144,52$ cm ²	$t_f = 1,27$ cm
$I_x = 20187,20$ cm ⁴	$I_y = 20187,20$ cm ⁴
$S_x = 1325$ cm ³	$S_y = 1325$ cm ³
$r_x = 11,82$ cm	$r_y = 11,82$ cm
$J = 32341,20$ cm ⁴	
$Z_x = 1563$ cm ³	$Z_y = 1563$ cm ³
$Z_{xreq} = 460$ cm ³	$I_{xreq} = 7008,64$ cm ⁴
$h_o = 29,21$ cm	
$C_w = 4306051,39$ cm ⁶	$L_p = 3,53$ m
$r_{ts} = 14,92$ cm	$L_r = 155,07$ m
$C_b = 1,00$	
$M_p = 37725,73$ kNcm	$L_p = 353,36$ cm
$M_n = 37816,25$ kNcm	$L_b = 264,00$ cm
$M_e = 22375,68$ kNcm	$L_r = 15506,65$ cm
$\phi M_{nx} = 340,35$ kNm	
$M_{ux} = 99,88$ kNm	

Fuente: Los autores

Tabla 2.33 Diseño a flexión de Columna de aluminio.

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a flexión para esta combinación de carga. $\phi M_{nx} = 340,35$ kNm $>$ $M_{ux} = 99,88$ kNm. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.33 se muestra en el Anexo 3 pág. 166.

Se observa que se tiene dos tipos de perfiles para las diferentes columnas, para la columna de la estructura de acero y de aluminio se tiene secciones

del mismo tipo pero la de aluminio con dimensiones superiores a la de acero, ambas cumplen los esfuerzos a que están sometidas.

2.5.11 Diseño de vigas

A partir de la geometría planteada se tienen varias vigas de diferentes dimensiones, se considerara el arriostramiento a los 6m. Elemento 49.

Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.34 y 2.35:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
TS20X4X1/2	50,8 cm	10,2 cm	1,3 cm	1,3 cm	144,5 cm ²	8532,7 cm ²	37003,0 cm ⁴	2564,0 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.34 Propiedades de la sección de vigas de acero_01.

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
TS20X4X1/2	129,0 cm ²	25,8 cm ²	1456,8 cm ³	504,7 cm ³	2015,6 cm ³	589,9 cm ³	16,0 cm	4,2 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.35 Propiedades de la sección de vigas de acero_02.

El proceso de diseño a flexión de vigas de acero se muestra en la Tabla 2.36

Diseño a flexión de vigas de acero

VIGAS	
$M_x = 10,25 \text{ kNm}$	$M_y = 83,27 \text{ kNm}$
$F_y = 24,82 \text{ kN/cm}^2$	$E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$
$\phi_b = 0,90$	$L_b = 6,00 \text{ m}$
$L = 9,00 \text{ m}$	$bf = 10,2 \text{ cm}$
$d = 50,8 \text{ cm}$	$tw = 1,27 \text{ cm}$
$A = 144,52 \text{ cm}^2$	$tf = 1,27 \text{ cm}$
$I_x = 37003,00 \text{ cm}^4$	$I_y = 2563,99 \text{ cm}^4$
$S_x = 1457 \text{ cm}^3$	$S_y = 505 \text{ cm}^3$
$r_x = 16,00 \text{ cm}$	$r_y = 4,21 \text{ cm}$
$J = 8532,74 \text{ cm}^4$	
$Z_x = 2016 \text{ cm}^3$	$Z_y = 590 \text{ cm}^3$
$Z_{xreq} = 46 \text{ cm}^3$	$I_{xreq} = 1165,45 \text{ cm}^4$
$h_{ox} = 49,53 \text{ cm}$	$h_{oy} = 8,89 \text{ cm}$
$C_w = 1572508,46 \text{ cm}^6$	$L_p = 2,10 \text{ m}$
$r_{ts} = 6,60 \text{ cm}$	$L_r = 72,07 \text{ m}$
$C_b = 1,00$	
$M_p = 50029,71 \text{ kNcm}$	$L_p = 210,43 \text{ cm}$
$M_n = 48653,46 \text{ kNcm}$	$L_b = 600,00 \text{ cm}$
$M_e = 25311,78 \text{ kNcm}$	$L_r = 7207,16 \text{ cm}$
$\phi M_{nx} = 437,88 \text{ kNm}$	42,72
$M_x = 10,25 \text{ kNm}$	
$M_p = 14642,83 \text{ kNcm}$	$L_p = 799,42 \text{ cm}$
$M_n = 14723,19 \text{ kNcm}$	$L_b = 1500,00 \text{ cm}$
$M_e = 15955,71 \text{ kNcm}$	$L_r = 12243,96 \text{ cm}$
$\phi M_{ny} = 132,51 \text{ kNm}$	1,59
$M_y = 83,27 \text{ kNm}$	
X	Y
$\phi M_{nx} = 437,88 \text{ kNm}$	$\phi M_{ny} = 132,51 \text{ kNm}$
$M_x = 10,25 \text{ kNm}$	$M_y = 83,27 \text{ kNm}$
0,02	0,63
0,65	

Fuente: Los autores

Tabla 2.36 Diseño a flexión de vigas de acero.

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a flexión para esta combinación de carga. $\phi M_{nx} = 437,88 \text{ kNm} > M_{ux} = 10,25 \text{ kNm}$ y $\phi M_{ny} = 132,51 \text{ kNm} > M_{uy} = 83,27 \text{ kNm}$. Como se aprecia el Momento resistente de la sección $M_{cx} = 437,88 \text{ kNm}$ y $M_{cy} = 96,36 \text{ kNm}$ son superiores al resto de

los actuantes por lo tanto dicha sección resiste dichos esfuerzos. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.29 se muestra en el Anexo 3 pág. 166.

Diseñando para aluminio se tiene:

A partir de la geometría planteada se tienen varias vigas de diferentes dimensiones, se considerara el arriostamiento a los 6m. Elemento 119.

Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.37 y 2.38:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
TS20X12X1/2	50,8 cm	30,5 cm	1,3 cm	1,3 cm	196,13 cm ²	68678,2 cm ²	68678,2 cm ⁴	31217,4 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.37 Propiedades de la sección de vigas de aluminio A

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
TS20X12X1/2	129,0 cm ²	77,4 cm ²	2703,9 cm ³	2048,4 cm ³	3293,8 cm ³	2310,6 cm ³	18,7 cm	12,6 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.38 Propiedades de la sección de vigas de aluminio B

El proceso de diseño de vigas de acero se muestra en la Tabla 2.39 Diseño a flexión de vigas de aluminio.

VIGAS	
$M_x = 9,57 \text{ kNm}$	$M_y = 78,62 \text{ kNm}$
$F_y = 24,13 \text{ kN/cm}^2$	$E = 6.964 \text{ kN/cm}^2$
$\phi b = 0,90$	$L_b = 6,00 \text{ m}$
$L = 9,00 \text{ m}$	$bf = 30,5 \text{ cm}$
$d = 50,8 \text{ cm}$	$tw = 1,27 \text{ cm}$
$A = 196,13 \text{ cm}^2$	$tf = 1,27 \text{ cm}$
$I_x = 68678,20 \text{ cm}^4$	$I_y = 31217,40 \text{ cm}^4$
$S_x = 2704 \text{ cm}^3$	$S_y = 2048 \text{ cm}^3$
$r_x = 18,71 \text{ cm}$	$r_y = 12,62 \text{ cm}$
$J = 68678,20 \text{ cm}^4$	
$Z_x = 3294 \text{ cm}^3$	$Z_y = 2311 \text{ cm}^3$
$Z_{xreq} = 44 \text{ cm}^3$	$I_{xreq} = 1119,22 \text{ cm}^4$
$h_{ox} = 49,53 \text{ cm}$	$h_{oy} = 29,21 \text{ cm}$
$C_w = 19145794,53 \text{ cm}^6$	$L_p = 3,77 \text{ m}$
$r_{ts} = 16,91 \text{ cm}$	$L_r = 137,66 \text{ m}$
$C_b = 1,00$	
$M_p = 79484,83 \text{ kNcm}$	$L_p = 377,20 \text{ cm}$
$M_n = 78922,20 \text{ kNcm}$	$L_b = 600,00 \text{ cm}$
$M_e = 45674,13 \text{ kNcm}$	$L_r = 13766,41 \text{ cm}$
$\phi M_{nx} = 710,30 \text{ kNm}$	74,22
$M_x = 9,57 \text{ kNm}$	
$M_p = 55758,11 \text{ kNcm}$	$L_p = 377,20 \text{ cm}$
$M_n = 53983,95 \text{ kNcm}$	$L_b = 1500,00 \text{ cm}$
$M_e = 34601,65 \text{ kNcm}$	$L_r = 13766,41 \text{ cm}$
$\phi M_{ny} = 485,86 \text{ kNm}$	6,18
$M_y = 78,62 \text{ kNm}$	
X	Y
$\phi M_{nx} = 710,30 \text{ kNm}$	$\phi M_{ny} = 485,86 \text{ kNm}$
$M_x = 9,57 \text{ kNm}$	$M_y = 78,62 \text{ kNm}$
0,01	0,16
0,18	

Fuente: Los autores

Tabla 2.39 Diseño a flexión de vigas de aluminio.

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a flexión para esta combinación de carga. $\phi M_{nx} = 710,30 \text{ kNm} > M_{ux} = 9,57 \text{ kNm}$ y $\phi M_{ny} =$

485,86 kNm > $M_{uy} = 78,62$ kNm. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.39 se muestra en el Anexo 3 pág. 166.

Como se aprecia el Momento resistente de la sección $\emptyset M_{nx} = 710,30$ kNm y $\emptyset M_{ny} = 485,86$ kNm son superiores al resto de los actuantes por lo tanto dicha sección resiste dichos esfuerzos.

2.5.12 Diseño de celosía (arriostres, diagonales y montantes)

A partir de la geometría planteada se tienen varios elementos de diferentes dimensiones, se considerara el elemento 278 con una longitud libre de 1.39m.

Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.40 y 2.41:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
2L3X3X1/4	7,6 cm	15,2 cm	0,6 cm	0,6 cm	18,6 cm ²	2,7 cm ²	103,6 cm ⁴	190,3 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.40 Propiedades de la sección de arriostres de acero A

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
2L3X3X1/4	9,7 cm ²	9,7 cm ²	18,9 cm ³	25,0 cm ³	34,1 cm ³	39,7 cm ³	2,4 cm	3,2 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.41 Propiedades de la sección de arriostres de acero B

El proceso de diseño de diagonales de acero se muestra en la Tabla 2.42
Diseño a compresión de diagonales de acero.

COMPRESION DIAGONAL	
$\phi_c = 0,90$	$P_u = 100,92 \text{ kN}$
$\lambda_{lim} < 250$	$F_y = 24,82 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 17,37 \text{ kN/cm}^2$	$E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$
$A_g = 6,45 \text{ cm}^2$	2L3X3X1/4
$d = 7,6 \text{ cm}$	$T = 2,4 \text{ cm}$
$bf = 15,24 \text{ cm}$	$tw = 1,27 \text{ cm}$
$tf = 0,64 \text{ cm}$	$A = 18,58 \text{ cm}^2$
$I_x = 103,64 \text{ cm}^4$	$I_y = 190,31 \text{ cm}^4$
$r_x = 2,36 \text{ cm}$	$r_y = 3,20 \text{ cm}$
$L_x = 1,39 \text{ m}$	$L_y = 1,39 \text{ m}$
$K_x = 2,00$	$K_y = 2,00$
$\lambda_x = 117,71$	$\lambda_y = 86,86$
$F_e = 14,25 \text{ kN/cm}^2$	$F_e = 26,16 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 11,97 \text{ kN/cm}^2$	$F_{cr} = 16,69 \text{ kN/cm}^2$
$P_{nx} = 222,43 \text{ kN}$	$P_{ny} = 310,04 \text{ kN}$
$\phi P_{nx} = 200,19 \text{ kN}$	$\phi P_{ny} = 279,03 \text{ kN}$

Fuente: Los autores

Tabla 2.42 Diseño a compresión de diagonales de acero

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a compresión para esta combinación de carga. $\phi P_{nx} = 200,19 \text{ kN} > P_u = 100,92 \text{ kN}$ y $\phi P_{ny} = 279,03 \text{ kN} > P_u = 100,92 \text{ kN}$. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.42 se muestra en el Anexo 2 pág. 164.

Como se aprecia el esfuerzo de compresión resistente de la sección $\phi P_{nx} = 200,19 \text{ kN}$ es superior al resto de los esfuerzos actuantes de compresión por lo tanto dicha sección resiste dichos esfuerzos.

Diseñando para aluminio se tiene:

A partir de la geometría planteada se tienen varios elementos de diferentes dimensiones, se considerara el elemento 278 con una longitud libre de 1.39 m

Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.43 y 2.44:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
2L4X4X1/4	10,2 cm	20,3 cm	0,6 cm	0,6 cm	25,03 cm ²	3,7 cm ²	253,1 cm ⁴	445,0 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.43 Propiedades de la sección de arriostres de aluminio_01

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
2L4X4X1/4	12,9 cm ²	12,9 cm ²	34,3 cm ³	43,8 cm ³	61,8 cm ³	69,3 cm ³	3,2 cm	4,2 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.44 Propiedades de la sección de arriostres de aluminio_02

El proceso de diseño de diagonales de aluminio se muestra en la Tabla 2.45
Diseño a compresión de diagonales de aluminio.

COMPRESION DIAGONAL	
$\phi_c = 0,90$	$P_u = 70,26 \text{ kN}$
$\lambda_{lim} < 250$	$F_y = 24,13 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 16,89 \text{ kN/cm}^2$	$E = 6.964 \text{ kN/cm}^2$
$A_g = 4,62 \text{ cm}^2$	2L4X4X1/4
$d = 10,2 \text{ cm}$	$T = 4,8 \text{ cm}$
$bf = 20,32 \text{ cm}$	$tw = 1,27 \text{ cm}$
$tf = 0,64 \text{ cm}$	$A = 25,03 \text{ cm}^2$
$I_x = 253,07 \text{ cm}^4$	$I_y = 445,02 \text{ cm}^4$
$r_x = 3,18 \text{ cm}$	$r_y = 4,22 \text{ cm}$
$L_x = 1,40 \text{ m}$	$L_y = 1,40 \text{ m}$
$K_x = 2,00$	$K_y = 2,00$
$\lambda_x = 88,06$	$\lambda_y = 66,41$
$F_e = 8,86 \text{ kN/cm}^2$	$F_e = 15,58 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 7,77 \text{ kN/cm}^2$	$F_{cr} = 12,62 \text{ kN/cm}^2$
$P_{nx} = 194,56 \text{ kN}$	$P_{ny} = 315,96 \text{ kN}$
$\phi P_{nx} = 175,11 \text{ kN}$	$\phi P_{ny} = 284,36 \text{ kN}$

Fuente: Los autores

Tabla 2.45 Diseño a compresión de diagonales de aluminio

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a compresión para esta combinación de carga. $\phi P_{nx} = 175,11 \text{ kN} > P_u = 70,26 \text{ kN}$ y $\phi P_{ny} = 284,36 \text{ kN} > P_u = 70,26 \text{ kN}$. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.45 se muestra en el Anexo 2 pág. 164.

Como se aprecia el esfuerzo de compresión resistente de la sección $\phi P_{nx} = 175,11 \text{ kN}$ es superior al resto de los esfuerzos actuantes de compresión por lo tanto dicha sección resiste dichos esfuerzos.

2.5.13 Diseño de Cordón de la Celosía

A partir de la geometría planteada se tienen varios elementos de diferentes dimensiones, se considerara el elemento 226 con una longitud libre de 0.5 m.

Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.46 y 2.47:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
C12X30	30,5 cm	8,1 cm	1,3 cm	1,3 cm	56,9 cm ²	36,2 cm ²	6743,0 cm ⁴	213,9 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.46 Propiedades de la sección de Cordones de acero A

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
C12X30	39,5 cm ²	20,5 cm ²	442,5 cm ³	33,8 cm ³	550,6 cm ³	71,0 cm ³	10,9 cm	1,9 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.47 Propiedades de la sección de Cordones de acero B

El proceso de diseño de los cordones de la celosía de acero se muestra en la Tabla 2.48 Diseño a compresión de cordón de celosía de acero.

COMPRESION CORDON	
$\phi_c = 0,90$	$P_u = 326,66 \text{ kN}$
$\lambda_{lim} < 200$	$F_y = 24,82 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 17,37 \text{ kN/cm}^2$	$E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$
$A_g = 20,89 \text{ cm}^2$	C12X30
$d = 8,1 \text{ cm}$	$T = 2,4 \text{ cm}$
$b_f = 30,48 \text{ cm}$	$t_w = 1,27 \text{ cm}$
$t_f = 1,30 \text{ cm}$	$A = 56,90 \text{ cm}^2$
$I_x = 213,94 \text{ cm}^4$	$I_y = 6742,95 \text{ cm}^4$
$r_x = 1,94 \text{ cm}$	$r_y = 10,89 \text{ cm}$
$L_x = 0,50 \text{ m}$	$L_y = 5,25 \text{ m}$
$K_x = 2,00$	$K_y = 2,00$
$\lambda_x = 51,57$	$\lambda_y = 96,46$
$F_e = 74,22 \text{ kN/cm}^2$	$F_e = 21,22 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 21,58 \text{ kN/cm}^2$	$F_{cr} = 15,21 \text{ kN/cm}^2$
$P_{nx} = 1227,90 \text{ kN}$	$P_{ny} = 865,56 \text{ kN}$
$\phi P_{nx} = 1105,11 \text{ kN}$	$\phi P_{ny} = 779,00 \text{ kN}$

Fuente: Los autores

Tabla 2.48 Diseño a compresión de cordón de celosía de acero

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a compresión para esta combinación de carga. $\phi P_{nx} = 1105,11 \text{ kN} > P_u = 326.66 \text{ kN}$ y $\phi P_{ny} = 779,00 \text{ kN} > P_u = 326.66 \text{ kN}$. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.48 se muestra en el Anexo 2 pág. 164.

Como se aprecia el esfuerzo de compresión resistente de la sección $\phi P_{nx} = 1105,11 \text{ kN}$ y $\phi P_{ny} = 779,00 \text{ kN}$ es superior al resto de los esfuerzos actuantes de compresión por lo tanto dicha sección resiste dichos esfuerzos.

A partir de la geometría planteada se tienen varios elementos de diferentes dimensiones, se considerara el elemento 226 con una longitud libre de 0.5 m.

Diseñando para aluminio se tiene:

Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.49 y 2.50:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
C15X40	38,1 cm	8,9 cm	1,7 cm	1,3 cm	76,13 cm ²	60,8 cm ²	14526,5 cm ⁴	384,2 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.49 Propiedades de la sección de Cordones de aluminio A

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
C15X40	50,3 cm ²	29,5 cm ²	762,5 cm ³	55,1 cm ³	937,3 cm ³	112,6 cm ³	13,8 cm	2,2 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.50 Propiedades de la sección de Cordones de aluminio B

El proceso de diseño de los cordones de la celosía de aluminio se muestra en la Tabla 2.51 Diseño a compresión de cordón de celosía de aluminio.

COMPRESION CORDON	
$\phi_c = 0,90$	$P_u = 222,07 \text{ kN}$
$\lambda_{lim} < 200$	$F_y = 24,13 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 16,89 \text{ kN/cm}^2$	$E = 6.964 \text{ kN/cm}^2$
$A_g = 14,61 \text{ cm}^2$	C15X40
$d = 8,9 \text{ cm}$	$T = 4,8 \text{ cm}$
$bf = 38,10 \text{ cm}$	$tw = 1,65 \text{ cm}$
$tf = 1,32 \text{ cm}$	$A = 76,13 \text{ cm}^2$
$I_x = 384,18 \text{ cm}^4$	$I_y = 14526,50 \text{ cm}^4$
$r_x = 2,25 \text{ cm}$	$r_y = 13,81 \text{ cm}$
$L_x = 0,50 \text{ m}$	$L_y = 5,25 \text{ m}$
$K_x = 2,00$	$K_y = 2,00$
$\lambda_x = 44,51$	$\lambda_y = 76,01$
$F_e = 34,68 \text{ kN/cm}^2$	$F_e = 11,90 \text{ kN/cm}^2$
$F_{cr} = 18,03 \text{ kN/cm}^2$	$F_{cr} = 10,32 \text{ kN/cm}^2$
$P_{nx} = 1372,98 \text{ kN}$	$P_{ny} = 785,91 \text{ kN}$
$\phi P_{nx} = 1235,69 \text{ kN}$	$\phi P_{ny} = 707,32 \text{ kN}$

Fuente: Los autores

Tabla 2.51 Diseño a compresión de cordón de celosía de aluminio

La sección seleccionada cumple los esfuerzos a compresión para esta combinación de carga. $\phi P_{nx} = 1235,69 \text{ kN} > P_u = 222,07 \text{ kN}$ y $\phi P_{ny} =$

707,32 kN > Pu = 222.07 kN. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.51 se muestra en el Anexo 2 pág. 164.

Como se aprecia el esfuerzo de compresión resistente de la sección $\emptyset P_{nx} = 1235,69$ kN y $\emptyset P_{ny} = 707,32$ kN es superior al resto de los esfuerzos actuantes de compresión por lo tanto dicha sección resiste dichos esfuerzos.

2.5.14 Diseño de correas

A partir de la geometría planteada se tienen varios elementos de diferentes dimensiones, se considerara una correa interna de longitud libre de 5.25 m. Las cargas y esfuerzos en la correa analizada son los siguientes mostrados en la tabla 2.52 Cargas y esfuerzos en correas de acero.

	X	Y
Cp = 0,12kN/m	Cp = 0,01kN/m	Cp = 0,12kN/m
Cp = 0,02kN/m	Cp = 0,00kN/m	Cp = 0,02kN/m
CL = 1,05kN/m	CL = 0,11kN/m	CL = 1,04kN/m
CS = 0,90kN/m	CS = 0,09kN/m	CS = 0,90kN/m
-Cw = 1,24kN/m	-Cw = 0,0kN/m	-Cw = 1,24kN/m
	1.2D+1.6S+L	1.2D+1.6S+L
	CTOTAL* = 0,27kN/m	CTOTAL* = 2,65kN/m
	CTOTAL = 0,21kN/m	CTOTAL = 2,08kN/m
	My = 0,92 kNm	Mx = 9,13 kNm

Fuente: Los autores

Tabla 2.52 Cargas y esfuerzos en correas de acero.

Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.53 y 2.54:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
C6X8.2	15,2 cm	4,9 cm	0,9 cm	0,5 cm	15,5 cm ²	3,3 cm ²	545,3 cm ⁴	28,8 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.53 Propiedades de la sección de Correas de acero_01

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
C6X8.2	7,7 cm ²	8,5 cm ²	71,6 cm ³	8,1 cm ³	84,1 cm ³	16,3 cm ³	5,9 cm	1,4 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.54 Propiedades de la sección de Correas de acero _02

El proceso de diseño de las correas en cubierta de acero se muestra en la Tabla 2.55 Diseño a flexión de correas de acero.

POURLING - CORREA	
C6X8.2	$\gamma_a = 7850,00 \text{ kg/m}^3$
$\varnothing b = 0,90$	$E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$
$\alpha = 5,77^\circ$	$F_y = 21,00 \text{ kN/cm}^2$
$L = 5,25 \text{ m}$	$L_b = 2,63 \text{ m}$
$d = 15,24 \text{ cm}$	$bf = 4,88 \text{ cm}$
$A = 15,48 \text{ cm}^2$	$tw = 0,51 \text{ cm}$
$J = 3,33 \text{ cm}^4$	$tf = 0,87 \text{ cm}$
$I_x = 545,26 \text{ cm}^4$	$I_y = 28,84 \text{ cm}^4$
$S_x = 72 \text{ cm}^3$	$S_y = 12 \text{ cm}^3$
$r_x = 5,93 \text{ cm}$	$r_y = 1,36 \text{ cm}$
$Z_x = 84 \text{ cm}^3$	$Z_y = 16 \text{ cm}^3$
$Z_{xreq} = 63 \text{ cm}^3$	$C_b = 1,00$
$h_{ox} = 14,37 \text{ cm}$	$h_{oy} = 4,37 \text{ cm}$
$C_w = 1265,51 \text{ cm}^6$	$L_p = 0,74 \text{ m}$
$r_{ts} = 1,63 \text{ cm}$	$L_r = 3,63 \text{ m}$
$M_p = 1765,38 \text{ kNcm}$	$L_p = 74,13 \text{ cm}$
$M_n = 1299,60 \text{ kNcm}$	$L_b = 262,50 \text{ cm}$
$M_e = 1051,89 \text{ kNcm}$	$L_r = 362,68 \text{ cm}$
$M_{cx} = 11,70 \text{ kNm}$	
$M_x = 9,13 \text{ kNm}$	
$M_p = 341,72 \text{ kNcm}$	$L_p = 322,32 \text{ cm}$
$M_n = 337,28 \text{ kNcm}$	$L_b = 525,00 \text{ cm}$
$M_e = 173,89 \text{ kNcm}$	$L_r = 7981,72 \text{ cm}$
$M_{cy} = 3,04 \text{ kNm}$	
$M_y = 0,92 \text{ kNm}$	
DEFORMACION	
$\delta (L/250) = 2,10 \text{ cm}$	$\delta (L/250) = 1,05 \text{ cm}$
$\delta_x = 1,89 \text{ cm}$	$\delta_y = 0,23 \text{ cm}$
$\delta = 1,90 \text{ cm}$	

Fuente: Los autores

Tabla 2.55 Diseño a flexión de correas de acero.

Se necesita colocar un arriostre trasversal en cada correa y así disminuir a la mitad la longitud de pandeo lateralmente ($L_b = 2,63 \text{ m}$), de esta manera la correa cumple con los criterios de diseño y deformación, $\varnothing M_n x = 11,70 \text{ kNm} > M_x = 9,13 \text{ kNm}$ y $\varnothing M_n y = 3,04 \text{ kNm} > M_y = 0,92 \text{ kNm}$. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.55 se muestra en el Anexo 3 pág. 166, Anexo 4 pág. 169.

Diseñando para aluminio se tiene:

Para las correas de aluminio, las cargas y esfuerzos son los siguientes mostrados en la tabla 2.56 Cargas y esfuerzos en correas de aluminio.

	X	Y
$C_p = 0,04\text{kN/m}$	$C_p = 0,00\text{kN/m}$	$C_p = 0,04\text{kN/m}$
$C_p = 0,02\text{kN/m}$	$C_p = 0,00\text{kN/m}$	$C_p = 0,02\text{kN/m}$
$CL = 1,05\text{kN/m}$	$CL = 0,11\text{kN/m}$	$CL = 1,04\text{kN/m}$
$CS = 0,90\text{kN/m}$	$CS = 0,09\text{kN/m}$	$CS = 0,90\text{kN/m}$
$-C_w = 1,24\text{kN/m}$	$-C_w = 0,0\text{kN/m}$	$-C_w = 1,24\text{kN/m}$
	$1.2D+1.6S+L$	$1.2D+1.6S+L$
	$CTOTAL^* = 0,26\text{kN/m}$	$CTOTAL^* = 2,56\text{kN/m}$
	$CTOTAL = 0,20\text{kN/m}$	$CTOTAL = 2,01\text{kN/m}$
	$My = 0,89 \text{ kNm}$	$Mx = 8,80 \text{ kNm}$

Fuente: Los autores

Tabla 2.56 Cargas y esfuerzos en correas de aluminio.

Las propiedades de la sección se muestran en la tabla 2.57 y 2.58:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	t3	t2	tf	tw	Area	TorsConst	I33	I22
C6X8.2	15,2 cm	4,9 cm	0,9 cm	0,5 cm	15,48 cm ²	3,3 cm ²	545,3 cm ⁴	28,8 cm ⁴

Fuente: Los autores

Tabla 2.57 Propiedades de la sección de Correas de aluminio A.

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
Section	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
C6X8.2	7,7 cm ²	8,5 cm ²	71,6 cm ³	8,1 cm ³	84,1 cm ³	16,3 cm ³	5,9 cm	1,4 cm

Fuente: Los autores

Tabla 2.58 Propiedades de la sección de Correas de aluminio B.

El proceso de diseño de las correas en cubierta de aluminio se muestra en la Tabla 2.59 Diseño a flexión de correas de aluminio.

POURLING_CORREA	
C6X8.2	$\gamma_a = 2714,50 \text{ kg/m}^3$
$\phi_b = 0,90$	$E = 6.964 \text{ kN/cm}^2$
$\alpha = 5,77^\circ$	$F_y = 24,13 \text{ kN/cm}^2$
$L = 5,25 \text{ m}$	$L_b = 1,31 \text{ m}$
$d = 15,24 \text{ cm}$	$bf = 4,88 \text{ cm}$
$A = 15,48 \text{ cm}^2$	$tw = 0,51 \text{ cm}$
$J = 3,33 \text{ cm}^4$	$tf = 0,87 \text{ cm}$
$I_x = 545,26 \text{ cm}^4$	$I_y = 28,84 \text{ cm}^4$
$S_x = 72 \text{ cm}^3$	$S_y = 12 \text{ cm}^3$
$r_x = 5,93 \text{ cm}$	$r_y = 1,36 \text{ cm}$
$Z_x = 84 \text{ cm}^3$	$Z_y = 16 \text{ cm}^3$
$Z_{xreq} = 53 \text{ cm}^3$	$C_b = 1,00$
$h_{ox} = 14,37 \text{ cm}$	$h_{oy} = 14,37 \text{ cm}$
$C_w = 1265,51 \text{ cm}^6$	$L_p = 0,41 \text{ m}$
$r_{ts} = 1,63 \text{ cm}$	$L_r = 1,33 \text{ m}$
$M_p = 2028,64 \text{ kNcm}$	$L_p = 40,81 \text{ cm}$
$M_n = 1228,61 \text{ kNcm}$	$L_b = 131,25 \text{ cm}$
$M_e = 1208,75 \text{ kNcm}$	$L_r = 133,49 \text{ cm}$
$\phi M_{nx} = 11,06 \text{ kNm}$	
$M_x = 8,80 \text{ kNm}$	
$M_p = 392,68 \text{ kNcm}$	$L_p = 177,42 \text{ cm}$
$M_n = 335,52 \text{ kNcm}$	$L_b = 525,00 \text{ cm}$
$M_e = 199,82 \text{ kNcm}$	$L_r = 1350,15 \text{ cm}$
$\phi M_{ny} = 3,02 \text{ kNm}$	
$M_y = 0,89 \text{ kNm}$	
DEFORMACION	
$\delta (L/250) = 2,10 \text{ cm}$	$\delta (L/250) = 0,53 \text{ cm}$
$\delta_x = 5,22 \text{ cm}$	$\delta_y = 0,04 \text{ cm}$
$\delta = 5,22 \text{ cm}$	

Fuente: Los autores

Tabla 2.59 Diseño a flexión de correas de aluminio.

Se necesita colocar tres arriostres transversales en cada correa y así disminuir la longitud de pandeo lateralmente ($L_b = 1.31 \text{ m}$), de esta manera la correa cumple con los criterios de diseño, $\phi M_{nx} = 11,06 \text{ kNm} > M_x = 8,80 \text{ kNm}$ y $\phi M_{ny} = 3,02 \text{ kNm} > M_y = 0,89 \text{ kNm}$. Como se aprecia no cumple criterio de deformación, es interesante como la misma sección bajo efectos de cargas más bajas, solo por tener como material al aluminio, resiste los esfuerzos pero se deforma demasiado

haciendo que la sección seleccionada no sea la adecuada. Para este caso se requiere una sección con $I_x = 1356.30 \text{ cm}^4$ y así lograr los 2.1 cm de flecha que exige nuestro criterio de deformación $L/250$.

La sección que cumple con dicho criterio es C 8X11.5, con Área = 21.80 cm^2 , $I_x=1356.91\text{cm}^4$, $I_y= 54.95 \text{ cm}^4$. Que presenta 6.32 m2 más que la sección inicial, esto representa un 28.99% de incremento en el peso del elemento, valor considerable en costos según el mercado actual. La formulación usada en los resultados de la tabla 2.59 se muestra en el Anexo 3 pág. 166 y Anexo 4 pág. 169.

2.5.15 Diseño de cimentación

Para la estructura se soldará la columna a la placa base, y ésta a su vez se fijará al cimiento a través de pernos de anclajes

$$P_u = \phi_c P_p = \phi_c (0.85 f_c A_1) \quad (\text{Ec. 2.8})$$

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f_c} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Donde,

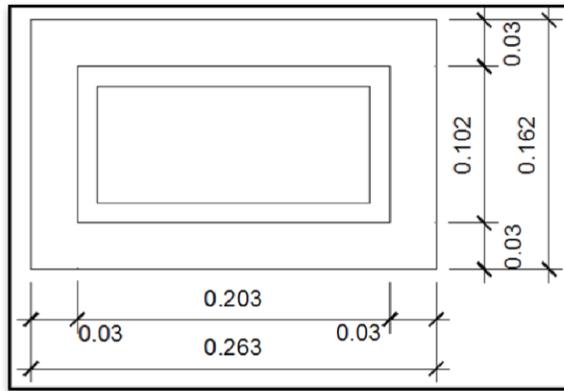
P_u = carga factorizada = reacción vertical sobre estructura

f_c = resistencia a compresión del concreto

A_1 = área de la placa

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0.85 f_c} = \frac{16592 \text{ kg}}{0.6 \cdot 0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2} = 154.92 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Pero la placa base tiene que ser por lo menos tan grande como la columna, es decir, $A_1 = d \cdot b_f = 20.3 \text{ cm} \cdot 10.2 \text{ cm} = 207.06 \text{ cm}^2$, la cual es mayor que la determinada según las especificaciones AISC, por lo tanto el área de la placa base que se escogerá es de $26.3 \text{ cm} \times 16.2 \text{ cm} = 426.06 \text{ cm}^2$. Figura 2.24.



Fuente: Los autores

Figura 2.24: Dimensiones de la placa para estructura de acero

El espesor de la placa se lo determina para que sea capaz de resistir los momentos que se originan en la parte de la placa que se encuentran en voladizo, es decir en las direcciones donde se encuentran las dimensiones m y n . Los momentos en dichas direcciones son:

$$M_m = \frac{P_u m^2}{2BN} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

$$M_n = \frac{P_u n^2}{2BN} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

La resistencia de diseño por momento de la placa, por centímetro de ancho $\phi F_y \left(\frac{t^2}{4} \right)$, debe ser por lo menos igual al mayor de los momentos anteriores. Con $\phi = 0.90$, de tal forma que el espesor se lo determina de la siguiente forma:

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y BN}} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde,

F_y = punto de fluencia de la placa base de acero (se utilizara planchas de acero estructural AISI 1020, con $F_y = 36 \text{ ksi} = 2482 \text{ kg/cm}^2$)

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{26.3\text{cm} - 0.95 \times 20.3\text{cm}}{2} = 3.51\text{cm} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} = \frac{16.20\text{cm} - 0.80 \times 10.2\text{cm}}{2} = 4.02\text{cm} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} = 4.02\text{cm} \sqrt{\frac{2 \times 16592\text{kg}}{0.9 \times 2582\text{kg/cm}^2 \times 26.3\text{cm} \times 16.2\text{cm}}} \quad (\text{Ec. 2.16})$$

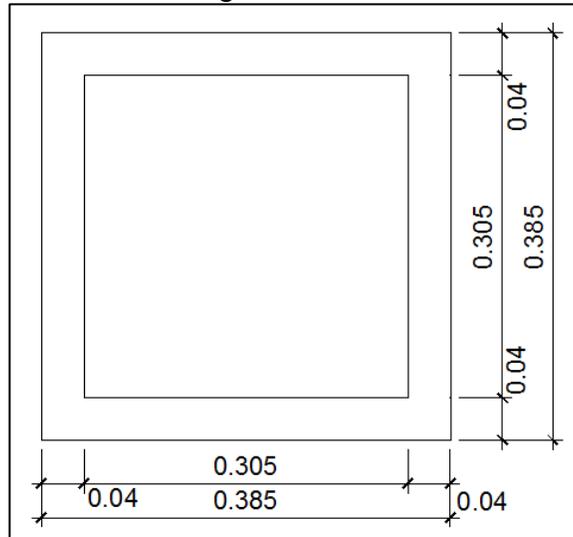
$$t = 0.736\text{cm} \quad (\text{Ec. 2.17})$$

$$t = 8.0\text{mm} \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Por lo tanto se escoge una placa de 8 mm de espesor

Las dimensiones de la placa serán de 263 mm x 162 mm x 8 mm

Para la estructura de aluminio se presentan los siguientes cálculos para la placa como se muestra en la figura 2.25.:



Fuente: Los autores

Figura 2.25: Dimensiones de la placa para estructura de aluminio

Se tiene que:

$$P_u = \phi_c P_p = \phi_c (0.85 f_c A_1) \quad (\text{Ec. 2.19})$$

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f_c} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde,

P_u = carga factorizada = reacción vertical sobre estructura

f_c = resistencia a compresión del concreto

A_1 = área de la placa

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0.85 f_c} = \frac{14159 \text{ kg}}{0.6 \cdot 0.85 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2} = 132.20 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Pero la placa base tiene que ser por lo menos tan grande como la columna, es decir, $A_1 = d \cdot b_f = 30.5 \text{ cm}^2 \times 30.5 \text{ cm}^2 = 930.25 \text{ cm}^2$, la cual es mayor que la determinada según las especificaciones AISC, por lo tanto el área de la placa base que se escogerá es de $38.5 \text{ cm} \times 38.5 \text{ cm} = 1482.25 \text{ cm}^2$.

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

Donde,

F_y = punto de fluencia de la placa base de aluminio (se utilizara planchas de aluminio 6061, con $S_y = 35 \text{ ksi} = 2413 \text{ kg/cm}^2$)

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{38.5 \text{ cm} - 0.95 \times 30.5 \text{ cm}}{2} = 4.76 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 2.23})$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} = \frac{38.5 \text{ cm} - 0.80 \times 30.5 \text{ cm}}{2} = 7.05 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} = 7.05 \text{ cm} \sqrt{\frac{2 \times 14159 \text{ kg}}{0.9 \times 2413 \text{ kg/cm}^2 \times 38.5 \text{ cm} \times 38.5 \text{ cm}}} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

$$t = 0.66 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 2.26})$$

$$t = 7.0 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Por lo tanto se escoge una placa de 7 mm de espesor

Las dimensiones de la placa serán de 385 mm x 385 mm x 7 mm

2.5.16 Diseño de los pernos de anclaje

Los pernos en la en la base de las columnas de acero están sometidos a corte, provocados por la fuerza horizontal $H=5768\text{kg}$ que se muestra en la figura 2.26, previamente obtenida para el nudo 20 y mostrada en la tabla Tabla 2.60 Reacciones en el nudo 20.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
20	1.2D+W+L+0.5S	Combination	1,81 kN	-57,68 kN	165,92 kN	0,00 kNm	0,00 kNm	0,00 kNm

Fuente: Los autores

Tabla 2.60 Reacciones en el nudo 20 de acero.

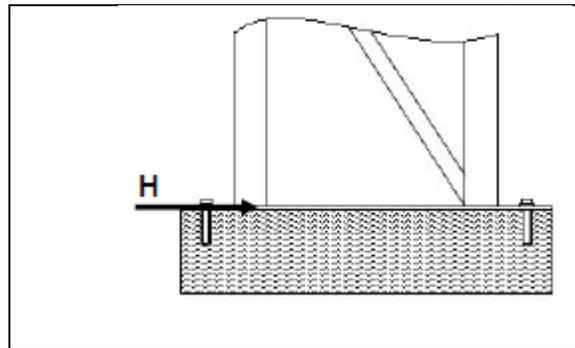


Figura 2.26: Fuerza soportada por los pernos

Se usarán pernos comunes A307, con una tensión de corte nominal, $F_{nv} = 1680 \text{ kg/cm}^2$, con una resistencia de diseño, ϕR_n , determinada de acuerdo a los estados límites de fractura en corte:

$$R_n = F_n A_b \quad (\text{Ec. 2.28})$$

$$\phi = 0.75 \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Donde,

F_n = tensión de corte nominal, F_{nv}

A_b = Área bruta del perno

$$A_b = \frac{H}{\phi F_n} = \frac{5768kg}{0.75 \times 1680kg/cm^2} = 4.57cm^2 \quad (\text{Ec. 2.30})$$

$$A_{perno} = \frac{A_b}{4} = \frac{4.57cm^2}{4} = 1.14cm^2 \quad (\text{Ec. 2.31})$$

$$D_{perno} = 2\sqrt{\frac{A_{perno}}{\pi}} = 2\sqrt{\frac{1.14cm^2}{3.1415}} = 1.21cm \approx 13.0mm \quad (\text{Ec. 2.32})$$

Por lo tanto se escogen pernos ASTM A307 M16 debido a medidas normalizadas, el diámetro del agujero será de 14 mm, con distancia entre centros de perforaciones recomendadas de 3 veces el diámetro nominal, d, del conector.

Los pernos en la en la base de las columnas de aluminio están sometidos a corte, provocados por la fuerza horizontal H=5749kg, previamente obtenida para el nudo 20 y mostrada en la tabla Tabla 2.61 Reacciones en el nudo 20.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
20	1.2D+W+L+0.5S	Combination	3,82 kN	-58,49 kN	141,59 kN	0,00 kNm	0,00 kNm	0,00 kNm

Fuente: Los autores

Tabla 2.61 Reacciones en el nudo 20 de aluminio.

$$R_n = F_n A_b \quad (\text{Ec. 2.33})$$

$$\phi = 0.75 \quad (\text{Ec. 2.34})$$

Donde,

F_n = tensión de corte nominal, F_{nv}

A_b = Área bruta del perno

$$A_b = \frac{H}{\phi F_n} = \frac{5849kg}{0.75 \times 1680kg/cm^2} = 4.64cm^2 \quad (\text{Ec. 2.35})$$

$$A_{perno} = \frac{A_b}{4} = \frac{4.64cm^2}{4} = 1.16cm^2 \quad (\text{Ec. 2.36})$$

$$D_{perno} = 2\sqrt{\frac{A_{perno}}{\pi}} = 2\sqrt{\frac{1.16cm^2}{3.1415}} = 1.21cm \approx 13.0mm \quad (\text{Ec. 2.37})$$

Por lo tanto se escogen pernos ASTM A307 M16 debido a medidas normalizadas.

2.5.18 Diseño de soldadura

Conexión columna - placa base

Sobre la soldadura del canal externo actuará la respectiva reacción horizontal (H/2), de tal forma que la carga sobre la soldadura, P_u , se la determina sumando las fuerzas de tensión y la reacción horizontal correspondiente, así:

$$P_u = \sqrt{T^2 + \left(\frac{H}{2}\right)^2} = \sqrt{(16592kg)^2 + \left(\frac{5768kg}{2}\right)^2} = 16843.73kg \quad (\text{Ec. 2.38})$$

$$P_u = 16843.73kg \quad (\text{Ec. 2.39})$$

Se usará soldadura E6011, con $F_{xx} = 60 \text{ ksi} = 4218 \text{ kg/cm}^2$; el canal y placa base son del mismo material, acero AISI 1020, con $F_u = 58 \text{ ksi} = 4077.40 \text{ kg/cm}^2$.

Se halla el valor de la longitud mínima del cordón de soldadura para la fuerza calculada. Donde mínimo se tiene que cumplir que $P_u = \phi P_n$; con $P_n = tLF_u$ ecuación tomada de la sección E2.4 de las especificaciones AISI 2001.

Con;

$$\phi = 0.6 \quad (\text{Ec. 2.40})$$

$$t = 0.2 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 2.41})$$

$$L = \frac{P_u}{\phi t F_u} = \frac{16843.73kg}{0.60 \times 0.2cm \times 4077.4kg / cm^2} = 34.42cm \quad (\text{Ec. 2.43})$$

$$w = \frac{t_w}{0.707} = \frac{2mm}{0.707} = 2.82mm \cong 3mm \quad (\text{Ec. 2.44})$$

Se concluye entonces que sobre la dimensión de la altura se colocará un cordón de soldadura de 345 mm de longitud y 3 mm de lado.

En la estructura de aluminio se presentan los siguientes cálculos

$$P_u = \sqrt{T^2 + \left(\frac{H}{2}\right)^2} = \sqrt{(14159kg)^2 + \left(\frac{5849kg}{2}\right)^2} = 14457.86kg \quad (\text{Ec. 2.45})$$

$$P_u = 14457.86kg \quad (\text{Ec. 2.46})$$

Se usará soldadura con $F_{xx} = 25 \text{ ksi} = 1757.68 \text{ kg/cm}^2$; el canal y placa base son del mismo material, aluminio, con $F_u = 39.16 \text{ ksi} = 2753.23 \text{ kg/cm}^2$.

Con;

$$\phi = 0.6 \quad (\text{Ec. 2.47})$$

$$t = 0.2 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 2.48})$$

$$L = \frac{P_u}{\phi t F_u} = \frac{14457.86kg}{0.60 \times 0.2 \text{ cm} \times 2753.23 \text{ kg/cm}^2} = 43.76 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 2.49})$$

$$w = \frac{t_w}{0.707} = \frac{2mm}{0.707} = 2.82mm \cong 3mm \quad (\text{Ec. 2.50})$$

Se concluye entonces que sobre la dimensión de la altura se colocará un cordón de soldadura de 440 mm de longitud y 3 mm de lado.

Conexión columna – viga

Esta unión se da en la rodilla, específicamente en la celosía diagonal, dando lugar al doble canal que soportará los máximos esfuerzos en la estructura.

Se usará soldadura E6011 con $F_{xx} = 60 \text{ ksi} = 4218 \text{ kg/cm}^2$; con $F_u = 58 \text{ ksi} = 4077.40 \text{ kg/cm}^2$. Se procede a calcular los esfuerzos sobre la soldadura

debido a la fuerza cortante y al momento flector, para una longitud de 1m de soldadura.

Cálculo del esfuerzo debido al momento flector M:

$$f_M = \frac{Mc}{I} \quad (\text{Ec. 2.51})$$

$$c = \frac{L}{2}; \quad I = \frac{2(0.707w)}{12}(L)^3 \quad (\text{Ec. 2.52})$$

$$f_M = \frac{Mc}{I} = \frac{M(L/2)}{(2t_w L^3/12)} \quad (\text{Ec. 2.53})$$

$$f_M = \frac{3M}{t_w L^2} = \frac{3(506.7kgmx100)}{t_w (100cm)^2} = \frac{15.20kg/cm}{t_w} \quad (\text{Ec. 2.54})$$

Cálculo del esfuerzo debido a la carga tangente soldadura:

$$f_{II} = \frac{P}{A_w} \quad (\text{Ec. 2.55})$$

$$f_{II} = \frac{P}{2t_w L} = \frac{8721.6kg}{2x t_w x 100cm} = \frac{43.61kg/cm}{t_w} \quad (\text{Ec. 2.56})$$

Se procede a calcular el esfuerzo resultante como se muestra a continuación:

$$f_u = \sqrt{f_M^2 + f_{II}^2} = \sqrt{\left(\frac{15.20kg/cm}{t_w}\right)^2 + \left(\frac{43.61kg/cm}{t_w}\right)^2} = \frac{46.18kg/cm}{t_w} \quad (\text{Ec. 2.57})$$

Se tiene que,

$$P_n = 0.75t_w(2L)F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.58})$$

Con $P_u = \phi P_n$ de modo que $f_u = \frac{P_u}{A_w}$ y $A_w = 2t_w L$ con lo que:

$$f_u = 0.75F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.59})$$

$$\frac{46.18kg/cm}{t_w} = \phi x 0.75 x F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.60})$$

$$t_w = 10 \left[\frac{46.18 \text{ kg/cm}}{0.6 \times 0.75 \times 4218 \text{ kg/cm}^2} \right] = 0.243 \text{ cm} = 2.43 \text{ mm} \text{ (Ec. 2.61)}$$

De tal manera que;

$$w = \sqrt{2} t_w = \sqrt{2} \times 2.43 \text{ mm} = 3.43 \text{ mm} \text{ (Ec. 2.62)}$$

Se debe tomar en cuenta que el manual recomienda que $t_w = 0.5(R + t) = 0.5(3 + 2) = 2.5$ con lo que se tiene un tamaño de pie de soldadura w de 5.93 mm.

En la estructura de aluminio se tiene:

Se usará soldadura E4043 con $F_{xx} = 25 \text{ ksi} = 1757.68 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 39.61 \text{ ksi} = 2753.23 \text{ kg/cm}^2$. Se procede a calcular los esfuerzos sobre la soldadura debido a la fuerza cortante y al momento flector, para una longitud de 1m de soldadura

Cálculo del esfuerzo debido al momento flector M:

$$f_M = \frac{Mc}{I} \text{ (Ec. 2.63)}$$

$$c = \frac{L}{2}; I = \frac{2(0.707w)}{12} (L)^3 \text{ (Ec. 2.64)}$$

$$f_M = \frac{Mc}{I} = \frac{M(L/2)}{(2t_w L^3/12)} \text{ (Ec. 2.65)}$$

$$f_M = \frac{3M}{t_w L^2} = \frac{3(963.1 \text{ kgm} \times 100)}{t_w (100 \text{ cm})^2} = \frac{28.89 \text{ kg/cm}}{t_w} \text{ (Ec. 2.66)}$$

Cálculo del esfuerzo debido a la carga tangente soldadura:

$$f_{||} = \frac{P}{A_w} \text{ (Ec. 2.67)}$$

$$f_{||} = \frac{P}{2t_w L} = \frac{5803.8 \text{ kg}}{2 \times t_w \times 100 \text{ cm}} = \frac{29.02 \text{ kg/cm}}{t_w} \text{ (Ec. 2.68)}$$

Se procede a calcular el esfuerzo resultante como se muestra a continuación:

$$f_u = \sqrt{f_M^2 + f_{II}^2} = \sqrt{\left(\frac{28.89 \text{ kg/cm}}{t_w}\right)^2 + \left(\frac{29.02 \text{ kg/cm}}{t_w}\right)^2} = \frac{40.94 \text{ kg/cm}}{t_w} \quad (\text{Ec. 2.69})$$

Se tiene que,

$$P_n = 0.75 t_w (2L) F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.70})$$

Con $P_u = \phi P_n$ de modo que $f_u = \frac{P_u}{A_w}$ y $A_w = 2 t_w L$ con lo que:

$$f_u = 0.75 F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.71})$$

$$\frac{40.94 \text{ kg/cm}}{t_w} = \phi \times 0.75 \times F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.72})$$

$$t_w = 10 \left[\frac{40.94 \text{ kg/cm}}{0.6 \times 0.75 \times 4218 \text{ kg/cm}^2} \right] = 0.216 \text{ cm} = 2.16 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 2.73})$$

De tal manera que;

$$w = \sqrt{2} t_w = \sqrt{2} \times 2.16 \text{ mm} = 3.05 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 2.74})$$

Se debe tomar en cuenta que el manual recomienda que $t_w = 0.5(R + t) = 0.5(3 + 2) = 2.55$ con lo que se tiene un tamaño de pie de soldadura w de 5.60 mm.

Conexión viga-viga

Se usará soldadura E6011, con $F_{xx} = 60 \text{ ksi} = 4218 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 58 \text{ ksi} = 4077.40 \text{ kg/cm}$. Se diseña el cordón de soldadura en forma similar a la sección anterior, como soldadura a tope saliente o ranura curva, para lo cual se calcula el esfuerzo sobre la soldadura debido al momento flector M en la cumbrera.

$$f_M = \frac{Mc}{I} = \frac{3M}{t_w L^2} \quad (\text{Ec. 2.75})$$

$$f_M = \frac{3M}{t_w L^2} = \frac{3(2171.5 \text{ kgmx}100)}{t_w (100 \text{ cm})^2} = \frac{65.15 \text{ kg/cm}}{t_w} \quad (\text{Ec. 2.76})$$

Se tiene que,

$$P_n = 0.75t_w(2L)F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.77})$$

Con $P_u = \phi P_n$ de modo que $f_u = \frac{P_u}{A_w}$ y $A_w = 2t_wL$ con lo que:

$$f_u = 0.75F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.78})$$

$$\frac{65.15 \text{ kg/cm}}{t_w} = \phi \times 0.75 \times F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.79})$$

$$t_w = 10 \left[\frac{65.15 \text{ kg/cm}}{0.6 \times 0.75 \times 4218 \text{ kg/cm}^2} \right] = 0.343 \text{ cm} = 3.43 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 2.80})$$

De tal manera que;

$$w = \sqrt{2}t_w = \sqrt{2} \times 3.43 \text{ mm} = 4.85 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 2.81})$$

Se debe tomar en cuenta que el manual recomienda que $t_w = 0.5(R + t) = 0.5(3 + 2) = 2.5$ con lo que se tiene un tamaño de pie de soldadura w de 7.35 mm.

En la estructura de aluminio se usará soldadura E4043, con $F_{xx} = 25 \text{ ksi} = 1757.68 \text{ kg/cm}^2$; $F_u = 39.61 \text{ ksi} = 2753.23 \text{ kg/cm}$.

$$f_M = \frac{Mc}{I} = \frac{3M}{t_w L^2} \quad (\text{Ec. 2.82})$$

$$f_M = \frac{3M}{t_w L^2} = \frac{3(1962.7 \text{ kgm} \times 100)}{t_w (100 \text{ cm})^2} = \frac{58.88 \text{ kg/cm}}{t_w} \quad (\text{Ec. 2.83})$$

Se tiene que,

$$P_n = 0.75t_w(2L)F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.84})$$

Con $P_u = \phi P_n$ de modo que $f_u = \frac{P_u}{A_w}$ y $A_w = 2t_wL$ con lo que:

$$f_u = 0.75F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.85})$$

$$\frac{58.88 \text{ kg/cm}}{t_w} = \phi \times 0.75 \times F_{xx} \quad (\text{Ec. 2.86})$$

$$t_w = 10 \left[\frac{58.88 \text{ kg/cm}}{0.6 \times 0.75 \times 4218 \text{ kg/cm}^2} \right] = 0.310 \text{ cm} = 3.10 \text{ mm} \text{ (Ec. 2.87)}$$

De tal manera que;

$$w = \sqrt{2} t_w = \sqrt{2} \times 3.10 \text{ mm} = 4.38 \text{ mm} \text{ (Ec. 2.88)}$$

Se debe tomar en cuenta que el manual recomienda que $t_w = 0.5(R + t) = 0.5(3 + 2) = 2.52$ con lo que se tiene un tamaño de pie de soldadura w de 6.90 mm.

El resumen de dichas secciones de elementos se muestra en las siguientes tablas:

- Resumen de secciones de elementos de acero.

PESO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO						
DESCRIPCION	SECCIÓN	AREA	L	DENSIDAD	PESO	
COLUMNAS	TS8X6X1/2	80,00 cm ²	48,54 m	7850 kg/m ³	3.048,31 kg	
VIGAS	TS16X4X1/2	118,71 cm ²	96,30 m	7850 kg/m ³	8.973,94 kg	
CORREA	C 6X8,2	15,48 cm ²	97,50 m	7850 kg/m ³	1.184,80 kg	
CORDONES	C 12X30	56,90 cm ²	39,00 m	7850 kg/m ³	1.741,99 kg	
DIAGONALES, ETC	2L 3X3X1/4	37,16 cm ²	150,50 m	7850 kg/m ³	4.390,18 kg	
Fuente: Los autores					TOTAL	19.339,22 kg

Tabla 2.62 Peso de la estructura de acero.

- Resumen de secciones de elementos de aluminio.

PESO DE LA ESTRUCTURA DE ALUMINIO						
DESCRIPCION	SECCIÓN	AREA	L	DENSIDAD	PESO	
COLUMNAS	TS12X12X1/2	144,52 cm ²	48,54 m	2714,5 kg/m ³	1.904,22 kg	
VIGAS	TS20X12X1/2	196,13 cm ²	96,30 m	2714,5 kg/m ³	5.126,96 kg	
CORREA	C 8X11.5	21,80 cm ²	97,50 m	2714,5 kg/m ³	576,97 kg	
CORDONES	C15X40	76,13 cm ²	39,00 m	2714,5 kg/m ³	805,95 kg	
DIAGONALES, ETC	2L4X4X1/4	25,08 cm ²	150,50 m	2714,5 kg/m ³	1.024,60 kg	
Fuente: Los autores					TOTAL	9.438,70 kg

Tabla 2.63 Peso de la estructura de aluminio.

Como se puede apreciar, las secciones de aluminio son superiores en área, ya que presentan propiedades como material inferiores al acero, eso hace que las

solicitaciones sean mayores en los elementos de aluminio y al mismo tiempo, al tener menor módulo de elasticidad inferior al acero, necesitan propiedades geométricas superiores, para poder asimilar los esfuerzos a que están sometidas, debido al sistema de cargas actuantes.

Como se puede apreciar, el criterio que predominó en la selección de las secciones de aluminio fue el criterio de deformación, debido al material y a pesar que cumplían ampliamente los esfuerzos a que estaban sometidos, se deformaban demasiado lo que requería aumentar la sección de cada elemento.

Por dichas razones, se concluye que es más factible desde el punto de vista técnico la ejecución de la estructura con acero.

CAPITULO III

COSTOS, ANÁLISIS Y SIMULACIÓN

3.1 Generalidades

En el presente capítulo se identificarán los diversos conceptos, factores y cálculos para la elaboración de costos unitarios. El estudio y conocimiento de aplicación de los costos directos, indirectos, de financiamiento y utilidad, llevan a la formación de una metodología de análisis de los costos.

Para analizar los costos de producción en construcciones se deben cuantificar las tarifas de mano de obra, equipo, materiales, transporte, entre otros. Que son factores que influyen en la ejecución de un proyecto los cuales determinaran la viabilidad del mismo. Se realiza un enfoque de costos unitarios en actividades de fabricación, montaje y transporte de materiales de acuerdo con la realidad económica del país.

3.2 Presupuesto de construcción

El presupuesto de construcción es la estimación de los gastos en los que se va incurrir a lo largo del proyecto, para condiciones definidas a un tiempo inmediato, por lo que este aspecto es fundamental en la planificación, ya que estas estimaciones deben ser lo más cercanas posible al gasto real, con costos actualizados, para optimizar los errores en los que puede incurrir en la inversión inicial.

De manera general el presupuesto de un proyecto refleja: las consideraciones, especificaciones, cuantificaciones, análisis de costos, tiempo y costos indirectos, de los diferentes rubros que intervendrán en éste.

La importancia de las estimaciones radica en el hecho de que el presupuesto debe ajustarse a los gastos mínimos que se realizará en el futuro, pero basado

en el financiamiento real existente, esto quiere decir que el presupuesto está situado entre lo que se tiene y lo que se piensa gastar.

Los rangos sobre las estimaciones no deben ser muy amplios, ya que éstos constituyen indicadores financieros que pueden ser evaluados a corto plazo, un año o menos, o a largo plazo, más de un año. Estas estimaciones se encuentran utilizando datos financieros publicados sobre el tema, la empresa y la industria, las mismas que indican la proyección del año o del próximo año de la empresa y el proyecto que se encuentre ejecutando.

3.3 Inversión

Es el recurso de capital disponible que se propone para el inicio de la ejecución de un proyecto, que debe ajustarse con el presupuesto previamente determinado.

Se considera que un proyecto esta correctamente planificado, cuando al final de la ejecución del mismo incluida la fiscalización, existe un margen de inversión de alrededor de un 25% más, que el presupuesto planificado inicialmente.

Los factores por los que se incurre a este margen se deben a: es necesario estimar el alza de costos de la materia prima; los márgenes brutos que pueden variar si la empresa comercializa varios productos y la probable variación de los pronósticos mensuales, esto se refiere a que el margen en el año puede ser distinto a lo que se tendría mensualmente.

3.4 Análisis de costos

El análisis detallado de los gastos que se van a desembolsar o reembolsar son tareas complicadas, pero que son necesarias para tomar de decisiones adecuadas, respecto a qué alternativa es la más viable, la finalidad de esta labor es la de determinar estos costos para evaluarlos y elaborar reportes que sirvan de información para las personas encargadas del proyecto, apoyo

operacional y estratégico para la toma efectiva de decisiones y de esta forma determinar el costo total que en este caso es el costo de la estructura.

El costo total de un proyecto está formado por distintos tipos de costos que se analizarán a continuación.

3.4.1 Por su comportamiento en el volumen de producción

Los rubros que conforman el costo total no siempre tienen el mismo comportamiento de acuerdo con el volumen de producción. Mientras algunos egresos aumentan conforme aumenta el volumen de producción, otros permanecen inalterables para cualquier nivel o número de unidades que se fabriquen.

Costos fijos (CF)

Son aquellos que permanecen constantes en su valor independientemente del volumen de producción, incluyendo una producción igual a cero. Estos costos incluyen arriendos del local de planta, depreciaciones, sueldos fijos, seguros, gastos generales y recuperación del capital.

Costos variables (CV)

Son aquellos que aumentan o disminuyen proporcionalmente conforme aumenta o disminuye el volumen de producción. En este rubro se ubican los costos como la materia prima directa, la mano de obra directa que se regula en el mercado, mano de obra indirecta, marketing, entre otros.

3.4.2 Por la identificación con el producto que elabora

Esta clasificación obedece a la facilidad con que los egresos se identifican con el producto o productos que se están elaborando.

Costos Directos

Son aquellos que se generan directa y exclusivamente de cada proyecto, y se encuentran constituidos por: sueldo y remuneraciones, beneficios o cargas sociales del equipo de trabajo, viajes, subcontratos y servicios varios, arrendamiento y alquiler de vehículos, equipo e instalaciones, suministros y materiales, reproducciones, ediciones y publicaciones.⁴⁷



Fuente: Los autores

Figura 3. 1 Diagrama de elementos influenciadores en los costos directos

Costo de equipos

El costo de equipo para realizar una unidad de obra es estimado en base a la tarifa hora de dicho equipo y el rendimiento. La tarifa hora es el costo calculado por la labor desarrollada de una máquina o equipo en esta unidad de tiempo, e incluye todos los gastos en que incurre el propietario de la

⁴⁷ Ecuador; Cámara de la Construcción de Quito; Manual de Costos en la Construcción; 2008

máquina, como son el costo de propiedad, el costo de operación y el costo administrativo, todo esto debe estar reflejado en la tarifa de alquiler.

Los equipos sufren depreciación debido al uso y su costo referencial es establecido según la Cámara de Construcción de Quito.

COSTOS UNITARIOS DE EQUIPOS		
EQUIPO	UNIDAD	TARIFA (USD/hora)
Grúa	Hora	\$ 12,50
Compresor/soplete (en acero)	Hora	\$ 0,70
Amoladora	Hora	\$ 0,20
Cizalla	Hora	\$ 0,14
Herramienta menor	Hora	\$ 0,10
Soldadora eléctrica 300 a (en acero)	Hora	\$ 0,50
Soldadora de alta frecuencia (en aluminio)	Hora	\$ 3,20
Banco de trabajo	Hora	\$ 0,05
Dobladora de metal	Hora	\$ 0,04
Andamio	Hora	\$ 0,10
Equipo de movilización y elevación	Hora	\$ 0,05

Fuente: Revista cámara de construcción de Quito

Tabla 3. 1 Costos unitarios de equipos

Costo de mano de obra

La mano de obra representa el costo del trabajo manual necesario para la construcción de la estructura, éstos se verán afectados por un factor de recarga debido a leyes sociales. Para la alternativa de edificios con estructura metálica, se tiene gran cantidad de soldadores y personal calificado. El análisis de costos se lo hará tomando en cuenta, componentes salariales, para

operadores y mecánicos de maquinaria pesada, soldadores, y trabajadores de la construcción. El rendimiento se lo expresa en horas - hombre.

COSTOS DE MANO DE OBRA		
EQUIPO	SALARIO	TARIFA (USD/hora)
Operador de grúa	\$ 579,95	\$ 3,08
Soldador eléctrico y/o acetileno	\$ 579,95	\$ 3,08
Inspector de obra	\$ 570,53	\$ 3,03
Maestro soldador especializado	\$ 568,65	\$ 3,02
Fierrero	\$ 568,65	\$ 3,02
Peón	\$ 523,46	\$ 2,78
Ayudante de fierrero	\$ 523,46	\$ 2,78
Ayudante soldador	\$ 523,46	\$ 2,78

Fuente: Contraloría General del Estado

Tabla 3. 2 Costos de mano de obra

Costo de operación

Los costos de operación están dados por los gastos de reparación, costos de combustibles, lubricantes, llantas, costo de operadores y ayudantes.

Para la cuantificación del consumo de un equipo, la cámara de la construcción CCQ, resume en la siguiente tabla los factores de uso de combustible

Combustible	Factor, F
Diesel	0.15
Gasolina	0.225

Fuente: CCQ

Tabla 3. 3 Factor de demanda de combustible

Utilizando este coeficiente en la siguiente formula se obtiene el costo del combustible por equipo:

$$C_c = F \times P \times C \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Dónde:

C_c : Costo del combustible del equipo

F : Factor según Tabla 3.1

P : Potencia del motor (HP/h)

C : Costo del combustible en el sitio de trabajo

Costo de materiales en obra⁴⁸

El valor de los materiales usados por unidad de obra resulta de multiplicar la cantidad requerida por el costo unitario de la unidad de medida. Los valores unitarios se calcularon en función de los Costos según proveedores consultados.

⁴⁸ Metodología índice de costos de la construcción pesada. Bogotá 2009.

▪ **Costos de materiales para estructura de acero**

COSTOS DE MATERIALES PARA ESTRUCTURA DE ACERO			
MATERIAL	UNIDAD	COSTO (USD)	PROVEEDOR
Perfil metálico calidad ASTM A-36 según especificación	kg	1,20	INDURA
Disco de corte	u	25,00	INDURA
Pintura esmalte	gl	13,10	Cámara de la construcción
Pintura anticorrosiva CONDOR	gl	14,65	Cámara de la construcción
Desoxidante CONDOR	gl	6,26	Castillo Hermanos
Electrodo # 6011 1/8	kg	1,06	Kiwi
Disco de desbaste	u	3,60	Cámara de la construcción
Thinner poliuretano	gl	2,94	Pintura Unidas
Electrodo #7018	kg	1,52	ESACERO
Lija fina	hoja	0,18	ESACERO

Fuente: Los autores

Tabla 3. 4 Costos de materiales para estructura de acero

- **Costos de materiales para estructura de aluminio**

COSTOS DE MATERIALES PARA ESTRUCTURA DE ALUMINIO			
MATERIAL	UNIDAD	COSTO (USD)	PROVEEDOR
Perfil aluminio 6061 T6 según especificación	kg	\$ 2,80	INDURA
Disco de corte	u	\$ 25,00	INDURA
Aporte de aluminio y helio	kg	\$ 12,00	Cámara de la construcción
Disco de desbaste	u	\$ 3,60	Castillo Hermanos
Lija fina	hoja	\$ 0,18	ESACERO

Fuente: Los autores

Tabla 3. 5 Costos de materiales para estructura de aluminio

Costo de propiedad

Es el costo que resulta del valor de tenencia del equipo (depreciación, intereses, impuestos, seguros, estacionamiento y bodegaje). Estos rubros van en función del costo del equipo y su vida útil; son independientes de si la máquina trabaja o no.

El valor medio de la inversión puede calcularse dividiendo los valores de la depreciación para el número de años de vida útil, este valor representa el valor a depreciarse cada año.

$$\bar{V}_i = \left(\frac{1}{2n}\right)(n + 1)C_o \quad (\text{Ec 3.2})$$

Dónde:

\bar{V}_i = Valor medio de la inversión.

C_o = Valor de adquisición.

n = años de vida útil.

El número de años n requerido para duplicar una suma de flujo de efectivo se obtiene a partir de la regla del 72 para interés compuesto.

$$n_{estimado} = \frac{72}{i} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde i , es la tasa de retorno fijada por la empresa.

Transportes

Es un rubro importante y se debe tener en cuenta como costo independiente, ya que es uno de los principales costos por los cuales varía el valor de las obras civiles, dependiendo de la ubicación geográfica.

Los transportes son estimados con base en las distancias recorridas, el volumen o peso transportado y la tarifa hora fijada.

En algunos equipos y materiales el valor del transporte se le agrega a estos, por lo cual se le denomina, "puesto en obra"

Existen dos tarifas básicas para el cobro del transporte, a menos de un kilómetro, considerado dentro de la obra y a más de un kilómetro, reconocido oficialmente para el transporte de escombros y materiales de excavación.

Análisis por rubro

En el análisis por rubro se describe cada una de las actividades a realizarse en la ejecución de proyecto, se toma en cuenta la descripción de costos unitarios indicados anteriormente. Dicho análisis se detallará en el punto 3.6.

Costos indirectos

Los costos indirectos son los gastos de carácter general en que debe incurrir el constructor para la ejecución de los trabajos Técnico-Administrativos, distribuyéndose en forma proporcional al monto de cada concepto específico que integra determinada obra.

Los costos indirectos tienen mucha importancia en el costo total de una estructura que, aunque no se ven reflejados en la ejecución del mismo, tuvieron que realizarse para obtenerlo y están representados por la integración de todos los gastos efectuados por conceptos de: costos de administración, costos directos de obra, utilidades, imprevistos, impuestos, financiamiento, fianzas que se constituyen en elementos indispensables para una correcta realización de un proceso constructivo.

La incidencia de estos gastos tiene un rango de variación que depende de la capacidad y organización de la empresa constructora. Generalmente las empresas toman un porcentaje entre el 20-35% de los costos directos.



Fuente: Los autores

Figura 3. 2 Diagrama de elementos de los costos indirectos

Administración general

Este tipo de gastos son inherentes a toda empresa, permitiendo su normal desenvolvimiento. Tales gastos son producidos para hacer posibles las funciones mercantiles o industriales, en este caso, la contratación, ejecución, certificación de obras y su liquidación o la venta directa.

Por cualquier método de aplicación, estos cargos vienen a gravar la producción, por lo que, es inevitable contar con ellos para calcular costos.

Costo de financiamiento

Debido a que en algunos casos se presentan diferentes plazos de ejecución, éstos hacen que se tengan gastos financieros diferentes para cada caso.

Imprevisto

Por bien que se encuentre organizada una actividad cualquiera, el medio ambiente y el elemento humano conllevan situaciones imprevisibles que no se han considerado. Si se tienen varias actividades la posibilidad de situaciones imprevistas aumenta, por lo que se ha generalizado aceptar el valorar estos efectos que son variables para cada caso.

3.5 Análisis de costos unitarios

Para describir el tipo de materiales a utilizar se debe tener en cuenta las dimensiones y el número de unidades a fabricar.

3.5.1. Suministro y montaje de columnas de acero

Este rubro incluye el suministro y montaje de columnas para la estructura de acero, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de columna, para los 3.048,31 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costos unitarios se detalla en la Tabla 3.6.

3.5.2 Suministro y montaje de vigas de acero

Este rubro incluye el suministro y montaje de vigas para la estructura de acero, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de viga, para los 8.973,94 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costos unitarios se detalla en la Tabla 3.7.

3.5.3 Suministro y montaje de correas de acero

Este rubro incluye el suministro y montaje de las correas para la estructura de acero, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de correa, para los 1.184,80 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costo

s unitarios se detalla en la Tabla 3.8.

3.5.4 Suministro y montaje de cordones de acero

Este rubro incluye el suministro y montaje de los cordones para la estructura de acero, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de cordón, para los 1.741,99 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costos unitarios se detalla en la Tabla 3.9.

3.5.5 Suministro y montaje de diagonales de acero

Este rubro incluye el suministro y montaje de las diagonales para la estructura de acero, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de diagonal, para los 4390.18 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costos unitarios se detalla en la Tabla 3.10.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

SUMINISTRO Y MONTAJE DE COLUMNAS

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C*R
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,1679	0,01
Soldadora electrica 300 a	0,10	0,50	0,05	0,1679	0,01
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,1679	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,1679	0,21
Cizalla	0,40	0,14	0,05	0,1679	0,01
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,1679	0,01
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,1679	0,01
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,1679	0,01
Compresor/soplete	0,10	0,70	0,07	0,1679	0,01
Equipo de movlizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,1679	0,00
SUBTOTAL M					0,28
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C*R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,1679	0,05
Ayudante de fierro	0,10	2,78	0,28	0,1679	0,05
Fierro	0,10	3,02	0,30	0,1679	0,05
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,1679	0,05
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,1679	0,05
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,1679	0,05
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,1679	0,05
Peon	0,10	2,78	0,28	0,1679	0,05
SUBTOTAL N					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A * B	
DESOXIDANTE CONDOR	gl	0,0100	6,26	0,06	
DISCO DE CORTE	u	0,0100	25,00	0,25	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0100	3,60	0,04	
ELECTRODO # 6011 1/8	kg	0,0500	1,06	0,05	
ELECTRODO #7018	kg	0,0100	1,52	0,02	
LIJA FINA	hoja	0,0500	0,18	0,01	
PINTURA ANTICORROSIVA CONDOR	gl	0,0050	14,65	0,07	
PINTURA ESMALTE	gl	0,0100	13,10	0,13	
THINNER POLIURETANO	gl	0,0100	2,94	0,03	
PERFIL METALICO CALIDAD ASTM A-36 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	1,20	1,26	
SUBTOTAL O					1,92
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES:					15,00%
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2,99
VALOR OFERTADO:					2,99

Fuente: Los autores

Tabla 3.6. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de columnas de acero.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

SUMINISTRO Y MONTAJE DE VIGAS

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C*R
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,1657	0,01
Soldadora electrica 300 a	0,10	0,50	0,05	0,1657	0,01
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,1657	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,1657	0,21
Cizalla	0,40	0,14	0,06	0,1657	0,01
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,1657	0,01
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,1657	0,01
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,1657	0,01
Compresor/soplete	0,10	0,70	0,07	0,1657	0,01
Equipo de movlizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,1657	0,00
SUBTOTAL M					0,28
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C*R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,1657	0,05
Ayudante de fierro	0,10	2,78	0,28	0,1657	0,05
Fierrero	0,10	3,02	0,30	0,1657	0,05
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,1657	0,05
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,1657	0,05
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,1657	0,05
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,1657	0,05
Peon	0,10	2,78	0,28	0,1657	0,05
SUBTOTAL N					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A * B	
ELECTRODO # 6011 1/8	kg	0,0500	1,06	0,05	
PINTURA ESMALTE	gl	0,0100	13,10	0,13	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0100	3,60	0,04	
DISCO DE CORTE	u	0,0100	25,00	0,25	
LJJA FINA	hoja	0,0500	0,18	0,01	
DESOXIDANTE CONDOR	gl	0,0100	6,26	0,06	
THINNER POLIURETANO	gl	0,0100	2,94	0,03	
PINTURA ANTICORROSIVA CONDOR	gl	0,0050	14,65	0,07	
ELECTRODO #7018	kg	0,0100	1,52	0,02	
PERFIL METALICO CALIDAD ASTM A-36 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	1,20	1,26	
SUBTOTAL O					1,82
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 15,00%					0,39
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2,99
VALOR OFERTADO:					2,99

Fuente: Los autores

Tabla 3.7. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de vigas de acero.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

UNIDAD: kg

SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORREA

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C/R
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,1679	0,01
Soldadora electrica 300 a	0,10	0,50	0,05	0,1679	0,01
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,1679	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,1679	0,21
Cizalla	0,40	0,14	0,06	0,1679	0,01
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,1679	0,01
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,1679	0,01
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,1679	0,01
Compresor/soplete	0,10	0,70	0,07	0,1679	0,01
Equipo de movilizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,1679	0,00
SUBTOTAL M					0,28
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C/R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,1679	0,05
Ayudante de fierro	0,10	2,78	0,28	0,1679	0,05
Fierro	0,10	3,02	0,30	0,1679	0,05
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,1679	0,05
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,1679	0,05
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,1679	0,05
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,1679	0,05
Peon	0,10	2,78	0,28	0,1679	0,05
SUBTOTAL N					0,40
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A * B	
ELECTRODO # 6011 1/8	kg	0,0500	1,06	0,05	
PINTURA ESMALTE	gl	0,0100	13,10	0,13	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0100	3,60	0,04	
DISCO DE CORTE	u	0,0100	25,00	0,25	
LJA FINA	hoja	0,0500	0,18	0,01	
DESOXIDANTE CONDOR	gl	0,0100	6,26	0,06	
THINNER POLIURETANO	gl	0,0100	2,94	0,03	
PINTURA ANTICORROSIVA CONDOR	gl	0,0050	14,65	0,07	
ELECTRODO #7018	kg	0,0100	1,52	0,02	
PERFIL METALICO CALIDAD ASTM A-36 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	1,20	1,26	
SUBTOTAL O					1,92
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,60
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				15,00%	0,39
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2,99
VALOR OFERTADO:					2,99

Fuente: Los autores

Tabla 3.8. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de correas de acero.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORDONES

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C*R
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,1940	0,01
Soldadora electrica 300 a	0,10	0,50	0,05	0,1940	0,01
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,1940	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,1940	0,24
Cizalla	0,40	0,14	0,06	0,1940	0,01
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,1940	0,01
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,1940	0,01
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,1940	0,01
Compresor/soplete	0,10	0,70	0,07	0,1940	0,01
Equipo de movlizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,1940	0,00
SUBTOTAL M					0,31
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C*R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,1940	0,06
Ayudante de fierro	0,10	2,78	0,28	0,1940	0,05
Fierro	0,10	3,02	0,30	0,1940	0,06
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,1940	0,06
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,1940	0,06
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,1940	0,06
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,1940	0,05
Peon	0,10	2,78	0,28	0,1940	0,05
SUBTOTAL N					0,45
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A * B	
ELECTRODO # 6011 1/8	kg	0,0500	1,06	0,05	
PINTURA ESMALTE	gl	0,0100	13,10	0,13	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0100	3,60	0,04	
DISCO DE CORTE	u	0,0100	25,00	0,25	
LIJA FINA	hoja	0,0500	0,18	0,01	
DESOXIDANTE CONDOR	gl	0,0100	6,26	0,06	
THINNER POLIURETANO	gl	0,0100	2,94	0,03	
PINTURA ANTICORROSIVA CONDOR	gl	0,0050	14,65	0,07	
ELECTRODO #7018	kg	0,0100	1,52	0,02	
PERFIL METALICO CALIDAD ASTMA-36 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	1,20	1,26	
SUBTOTAL O				1,92	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,68
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 15,00%					0,40
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					3,08
VALOR OFERTADO:					3,08

Fuente: Los autores

Tabla 3.9. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de cordones de acero.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

SUMINISTRO Y MONTAJE DE DIAGONALES

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C*R
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,1940	0,01
Soldadora electrica 300 a	0,10	0,50	0,05	0,1940	0,01
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,1940	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,1940	0,24
Cizalla	0,40	0,14	0,06	0,1940	0,01
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,1940	0,01
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,1940	0,01
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,1940	0,01
Compresor/soplete	0,10	0,70	0,07	0,1940	0,01
Equipo de movilizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,1940	0,00
SUBTOTAL M					0,31
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C*R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,1940	0,06
Ayudante de fierro	0,10	2,78	0,28	0,1940	0,05
Fierrero	0,10	3,02	0,30	0,1940	0,06
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,1940	0,06
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,1940	0,06
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,1940	0,06
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,1940	0,05
Peon	0,10	2,78	0,28	0,1940	0,05
SUBTOTAL N					0,46
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A * B	
ELECTRODO # 6011 1/8	kg	0,0500	1,06	0,05	
PINTURA ESMALTE	gl	0,0100	13,10	0,13	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0100	3,60	0,04	
DISCO DE CORTE	u	0,0100	25,00	0,25	
LJJA FINA	hoja	0,0500	0,18	0,01	
DESOXIDANTE CONDOR	gl	0,0100	6,26	0,06	
THINNER POLIURETANO	gl	0,0100	2,94	0,03	
PINTURA ANTICORROSIVA CONDOR	gl	0,0050	14,65	0,07	
ELECTRODO #7018	kg	0,0100	1,52	0,02	
PERFIL METALICO CALIDAD ASTM A-36 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	1,20	1,26	
SUBTOTAL O					1,92
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,68
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				15,00%	0,40
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					3,08
VALOR OFERTADO:					3,08

Fuente: Los autores

Tabla 3.10. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de diagonales de acero.

3.5.6. Suministro y montaje de columnas de aluminio

Este rubro incluye el suministro y montaje de columnas para la estructura de aluminio, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de columna, para los 1.904,22 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costos unitarios se detalla en Tabla 3.11.

3.5.7 Suministro y montaje de vigas de aluminio

Este rubro incluye el suministro y montaje de vigas para la estructura de aluminio, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de viga, para los 5.126,96 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costos unitarios se detalla en Tabla 3.12.

3.5.8 Suministro y montaje de correas de aluminio

Este rubro incluye el suministro y montaje de las correas para la estructura de aluminio, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de correa, para los 576,97 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costos unitarios se detalla en Tabla 3.13.

3.5.9 Suministro y montaje de cordones de aluminio

Este rubro incluye el suministro y montaje de los cordones para la estructura de aluminio, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de cordón, para los 805,95 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costos unitarios se detalla en Tabla 3.14.

3.5.10 Suministro y montaje de diagonales de aluminio

Este rubro incluye el suministro y montaje de las diagonales para la estructura de aluminio, con la inclusión de todos los materiales, mano de obra y equipos necesarios por unidad de Kg de diagonal, para los 1.024,60 Kg calculados como volúmenes de obra. Su análisis de costos unitarios se detalla en la Tabla 3.15.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

SUMINISTRO Y MONTAJE DE COLUMNAS

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C/R
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,3771	0,02
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,3771	0,00
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,3771	0,02
Cizalla	0,40	0,14	0,06	0,3771	0,02
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,3771	0,02
Equipo de movilizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,3771	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,3771	0,47
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,3771	0,02
Soldadora de alta frecuencia	0,20	3,20	0,64	0,3771	0,24
SUBTOTAL M					0,81
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C/R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,3771	0,11
Ayudante de fierro	0,10	2,78	0,28	0,3771	0,10
Fierro	0,10	3,02	0,30	0,3771	0,11
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,3771	0,12
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,3771	0,12
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,3771	0,11
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,3771	0,10
Peon	0,10	2,78	0,28	0,3771	0,10
SUBTOTAL N					0,87
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A * B	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0250	3,60	0,09	
DISCO DE CORTE	u	0,0250	25,00	0,63	
LJA FINA	hoja	0,0600	0,18	0,01	
PERFIL ALUMINO 6061 T6 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	2,80	2,94	
APORTE DE ALUMINO Y HELIO	kg	0,1500	12,00	1,80	
SUBTOTAL O					5,47
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,15
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 15,00%					1,07
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					8,22
VALOR OFERTADO:					8,22

Fuente: Los autores

Tabla 3.11. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de columnas de aluminio.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

SUMINISTRO Y MONTAJE DE VIGAS

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D = C * R
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,3771	0,02
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,3771	0,00
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,3771	0,02
Cizalla	0,40	0,14	0,06	0,3771	0,02
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,3771	0,02
Equipo de movilizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,3771	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,3771	0,47
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,3771	0,02
Soldadora de alta frecuencia	0,20	3,20	0,64	0,3771	0,24
SUBTOTAL M					0,81
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D = C * R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,3771	0,11
Ayudante de fierro	0,10	2,78	0,28	0,3771	0,10
Fierrero	0,10	3,02	0,30	0,3771	0,11
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,3771	0,12
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,3771	0,12
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,3771	0,11
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,3771	0,10
Peon	0,10	2,78	0,28	0,3771	0,10
SUBTOTAL N					0,87
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A * B	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0250	3,60	0,09	
DISCO DE CORTE	u	0,0250	25,00	0,63	
LIJA FINA	hoja	0,0600	0,18	0,01	
PERFIL ALUMINO 6061 T6 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	2,90	2,94	
APORTE DE ALUMINO Y HELIO	kg	0,1500	12,00	1,80	
SUBTOTAL O					5,47
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,15
INDIRECTOS Y UTILIDADES:					15,00%
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					8,22
VALOR OFERTADO:					8,22

Fuente: Los autores

Tabla 3.12. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de vigas de aluminio.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORREA

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C/R
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,3524	0,02
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,3524	0,00
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,3524	0,02
Cizalla	0,40	0,14	0,06	0,3524	0,02
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,3524	0,01
Equipo de movilizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,3524	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,3524	0,44
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,3524	0,02
Soldadora de alta frecuencia	0,20	3,20	0,64	0,3524	0,23
SUBTOTAL M					0,76
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C/R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,3524	0,11
Ayudante de fierro	0,10	2,78	0,28	0,3524	0,10
Fierro	0,10	3,02	0,30	0,3524	0,11
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,3524	0,11
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,3524	0,11
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,3524	0,11
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,3524	0,10
Peon	0,10	2,78	0,28	0,3524	0,10
SUBTOTAL N					0,85
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A * B	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0250	3,60	0,09	
DISCO DE CORTE	u	0,0250	25,00	0,63	
LIJA FINA	hoja	0,0600	0,18	0,01	
PERFIL ALUMINO 6061 T6 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	2,80	2,94	
APORTE DE ALUMINO Y HELIO	kg	0,1500	12,00	1,80	
SUBTOTAL O					5,47
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,08
INDIRECTOS Y UTILIDADES:				15,00%	1,06
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					8,14
VALOR OFERTADO:					8,14

Fuente: Los autores

Tabla 3.13. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de correas de aluminio.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORDONES

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C/R
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,3657	0,02
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,3657	0,00
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,3657	0,02
Cizalla	0,40	0,14	0,06	0,3657	0,02
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,3657	0,01
Equipo de movilizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,3657	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,3657	0,46
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,3657	0,02
Soldadora de alta frecuencia	0,20	3,20	0,64	0,3657	0,23
SUBTOTAL M					0,78
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A*B	R	D = C/R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,3657	0,11
Ayudante de herrero	0,10	2,78	0,28	0,3657	0,10
Fierrero	0,10	3,02	0,30	0,3657	0,11
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,3657	0,11
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,3657	0,11
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,3657	0,11
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,3657	0,10
Peon	0,10	2,78	0,28	0,3657	0,10
SUBTOTAL N					0,95
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A * B	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0250	3,60	0,09	
DISCO DE CORTE	u	0,0250	25,00	0,63	
LJJA FINA	hoja	0,0600	0,18	0,01	
PERFIL ALUMINO 6061 T6 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	2,80	2,94	
APORTE DE ALUMINO Y HELIO	kg	0,1500	12,00	1,80	
SUBTOTAL O					6,47
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,10
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 15,00%					1,07
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					8,17
VALOR OFERTADO:					8,17

Fuente: Los autores

Tabla 3.14. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de cordones de aluminio.

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

RUBRO:

SUMINISTRO Y MONTAJE DE DIAGONALES,
ETC

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
Amoladora	0,30	0,20	0,06	0,3600	0,02
Andamio	0,10	0,10	0,01	0,3600	0,00
Banco de trabajo	1,00	0,05	0,05	0,3600	0,02
Cizalla	0,40	0,14	0,06	0,3600	0,02
Dobladora de metal	1,00	0,04	0,04	0,3600	0,01
Equipo de movilizacion y elevacion	0,10	0,05	0,01	0,3600	0,00
Grua	0,10	12,50	1,25	0,3600	0,45
Herramienta menor	0,50	0,10	0,05	0,3600	0,02
Soldadora de alta frecuencia	0,20	3,20	0,64	0,3600	0,23
SUBTOTAL M					0,77
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C= A*B	R	D= C*R
Maestro soldador especializado	0,10	3,02	0,30	0,3600	0,11
Ayudante de herrero	0,10	2,78	0,28	0,3600	0,10
Fierrero	0,10	3,02	0,30	0,3600	0,11
Soldador electrico y/o acetileno	0,10	3,08	0,31	0,3600	0,11
Operador de Grua	0,10	3,08	0,31	0,3600	0,11
Inspector de Obra	0,10	3,03	0,30	0,3600	0,11
Ayudante soldador	0,10	2,78	0,28	0,3600	0,10
Peon	0,10	2,78	0,28	0,3600	0,10
SUBTOTAL N					0,85
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C= A * B	
DISCO DE DESBASTE	u	0,0250	3,60	0,09	
DISCO DE CORTE	u	0,0250	25,00	0,63	
LJA FINA	hoja	0,0600	0,18	0,01	
PERFIL ALUMINO 6061 T6 SEGUN ESPECIFICACION	kg	1,0500	2,80	2,94	
APORTE DE ALUMINO Y HELIO	kg	0,1500	12,00	1,80	
SUBTOTAL O					5,47
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C= A * B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,09
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 15,00%					1,06
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					8,15
VALOR OFERTADO:					8,15

Fuente: Los autores

Tabla 3.15. Análisis de costos unitarios del rubro: Suministro y montaje de diagonales de aluminio.

3.6. Análisis de presupuestos

A partir de los análisis de costos unitarios realizados por cada uno de los rubros, y el cálculo de las cantidades de obra realizado en el capítulo 2, se procedió al análisis de los presupuesto de las estructuras de acero y aluminio.

- Presupuesto para estructura de acero.

TABLA DE CANTIDADES Y COSTOS

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
	ESTRUCTURA ACERO				
529474	SUMINISTRO Y MONTAJE DE COLUMNAS	kg	3.048,31	\$ 2,99	\$ 9.114,45
529475	SUMINISTRO Y MONTAJE DE VIGAS	kg	8.973,94	\$ 2,99	\$ 26.832,09
529476	SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORREAS	kg	1.184,80	\$ 2,99	\$ 3.542,55
529477	SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORDONES	kg	1.741,99	\$ 3,08	\$ 5.365,34
529478	SUMINISTRO Y MONTAJE DE DIAGONALES	kg	4.390,18	\$ 3,08	\$ 13.521,74
				TOTAL:	\$ 58.376,17

Fuente: Los autores

Tabla 3.16. Presupuesto para estructura de acero.

- Presupuesto para estructura de aluminio.

TABLA DE CANTIDADES Y COSTOS

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
	ESTRUCTURA ALUMINIO				
529479	SUMINISTRO Y MONTAJE DE COLUMNAS	kg	1.904,22	\$ 8,22	\$ 15.652,69
529480	SUMINISTRO Y MONTAJE DE VIGAS	kg	5.126,96	\$ 8,22	\$ 42.143,61
529481	SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORREAS	kg	576,97	\$ 8,14	\$ 4.696,54
529482	SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORDONES	kg	805,95	\$ 8,17	\$ 6.584,61
529483	SUMINISTRO Y MONTAJE DE DIAGONALES	kg	1.024,60	\$ 8,15	\$ 8.350,49
				TOTAL:	\$ 77.427,94

Fuente: Los autores

Tabla 3.17. Presupuesto para estructura de aluminio.

- Comparación entre presupuestos de estructura de acero y aluminio.

A partir de los presupuestos obtenidos para ambas estructuras se procedió a realizar la comparación de las mismas en relación de costos, según se muestra en la tabla 3.18:

DESCRIPCION	UNIDAD	ACERO			ALUMINIO			DIFERENCIA ACERO VS. ALUMINIO
		CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	
SUMINISTRO Y MONTAJE DE COLUMNAS	kg	3.048,31	\$ 2,99	\$ 9.114,45	1.904,22	\$ 8,22	\$ 15.652,69	-\$ 6.538,24
SUMINISTRO Y MONTAJE DE VIGAS	kg	8.973,94	\$ 2,99	\$ 26.832,09	5.126,96	\$ 8,22	\$ 42.143,61	-\$ 15.311,53
SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORREAS	kg	1.184,80	\$ 2,99	\$ 3.542,55	576,97	\$ 8,14	\$ 4.696,54	-\$ 1.153,98
SUMINISTRO Y MONTAJE DE CORDONES	kg	1.741,99	\$ 3,08	\$ 5.365,34	805,95	\$ 8,17	\$ 6.584,61	-\$ 1.219,27
SUMINISTRO Y MONTAJE DE DIAGONALES	kg	4.390,18	\$ 3,08	\$ 13.521,74	1.024,60	\$ 8,15	\$ 8.350,49	\$ 5.171,25
				\$ 58.376,17			\$ 77.427,94	-\$ 19.051,76

Fuente: Los autores

Tabla 3.18. Comparación entre presupuestos de estructura de acero y aluminio.

Como resultado de dicho análisis se puede comprobar que es más factible desde el punto de vista económico, la ejecución de la estructura utilizando al acero como material, frente al aluminio, debido fundamentalmente al elevado costo de ejecutar las vigas en aluminio, demostrándose de esta forma la viabilidad de la estructura de acero frente a la estructura de aluminio en relación de costos.

CONCLUSIONES.

Como resultado de los temas abordados en esta investigación, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Se desarrolló la teoría necesaria para el diseño de las estructuras de acero y aluminio, estableciéndose las ventajas y desventajas de los tipos de estructuras, enfocándose en los métodos de cálculo para el análisis y diseño estructural.
- Se definió que, cuando por motivos de tiempo de ejecución, se necesita la terminación de una estructura, se suele optar por una estructura de metálica, que se ensambla muy velozmente, pudiendo lograr estructuras en tiempos más cortos que lo normal, aunque esto conlleve a su costo muy superior al habitual.
- Se definió que, cuando se busca la solución más económica, se prefiere a la estructura de acero, salvo que se trate de una industria que utilice materiales agresivos o materiales altamente inflamables, que puedan afectar la estabilidad de dichas estructuras.
- Se logró realizar el cálculo y diseño de las estructuras de acero y aluminio, analizándose cada uno de los elementos que componen las estructuras, seleccionándose los perfiles adecuados que soportan las cargas actuantes y estableciéndose la comparación entre los materiales, para de esta forma, poder garantizarse un diseño óptimo de las estructuras y un análisis comparativo preciso.
- Se logró realizar la modelación de la estructura en el software SAP 2000, donde a partir del análisis de las secciones de los elementos, cargas, combinaciones de cargas y materiales a utilizar, se obtuvieron los esfuerzos a los que están sometidos cada elemento.
- Se logró realizar el diseño de cada uno de los elementos de las estructuras, pudiéndose obtener los planos generales y de los elementos que lo conforman.

- Se demostró la factibilidad desde el punto de vista técnico, de la estructura de acero frente a la estructura de aluminio, a partir de la demostración de que las secciones de aluminio son superiores en área a las secciones de acero y al mismo tiempo, al tener menor módulo de elasticidad inferior al acero, necesitan propiedades geométricas superiores, para poder asimilar los esfuerzos a que están sometidas, debido al sistema de cargas actuantes.
- Se logró obtener los presupuestos de las estructuras de acero y aluminio, a partir del análisis de los costos unitarios de los rubros que conforman ambas estructuras.
- Se demostró la viabilidad de la estructura de acero frente a la estructura de aluminio en relación de costos, a partir del análisis de los presupuestos por los rubros que conforman ambas estructuras.
- Se demostró que para los elementos de aluminio el criterio de diseño que predomina es el de deformación, las secciones iniciales tomadas en la modelación resistían los esfuerzos, sin embargo no cumplían criterio de deformación por lo que hubo que aumentar la sección de los elementos buscando características geométricas superiores, esto se debe a las propiedades del aluminio. Es interesante adicionar que la carga muerta y la de sismo es menor en la estructura de aluminio, aun así se deforma más que la estructura de acero.
- En el caso de las correas se pudo comprobar como la misma sección analizada para acero y aluminio, en el caso de aluminio, esta bajo efectos de cargas más bajas, resiste los esfuerzos pero se deforma demasiado haciendo que la sección seleccionada no sea la adecuada.

RECOMENDACIONES.

Como parte de esta investigación, se definen las siguientes recomendaciones:

- Tomar en consideración este estudio por parte de Novopan del Ecuador S.A., para su implantación en la ejecución de la obra propuesta, para el silo de 19.5 m. de luz y 6 m. de ancho a una altura de 12.3 m. con dos apoyos posteriores.
- Tomar en consideración este estudio por parte de otras entidades que requieran el análisis de estructuras de acero y aluminio, ante la ejecución de naves de estructuras metálicas, para el diseño óptimo de las estructuras y un análisis comparativo preciso.
- Socializar el conocimiento adquirido en esta investigación.
- Tomar en consideración este estudio para la futura combinación de materiales.
- Tomar en consideración que una estructura de acero necesita pintura alquídica de fácil aplicación mientras que la pintura de aluminio es más complicada.
- Tomar en consideración estructuras de aluminio para luces menores a las de nuestro proyecto, es decir elementos (vigas, correas, armaduras) para menores luces, ya que de esta manera pudiera llegar a obtenerse estructuras de aluminio con mejores criterios de aceptación ante estructuras de acero. Esto es gracias al bajo peso específico del aluminio y combinándolo con luces inferiores a las de nuestra estructura, se podrían obtener estructuras de aluminio con mayor factibilidad desde el punto de vista técnico y económico que estructuras de acero.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA.

1. Jack C. McCormac. **“Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD”**. Editorial AlfaOmega Grupo Editorial, S.A. de C.V. 2002.
2. Robert Nonnast. **“El Proyectista de Estructuras Metálicas”** Tomo I, II. Editorial Paraninfo, S.A. 1993.
3. James M. Fisher, Ph.D., P.E. **“Base Plate and Anchor Rod Design”**. American Institute Of Steel Construction, Inc. Second Edition. 2006.
4. O. C. Zienkiewicz – R. L. Taylor. **“El Método de los Elementos Finitos”**. Vol. II. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Barcelona. España 1995.
5. O. C. Zienkiewicz – R. L. Taylor. **“The Finite Element Method”**. Vol. II. The International Center for Numerical Methods in Engineering. Barcelona. España 2000.
6. **“Detailing for steel Construction”**. American Institute Of Steel Construction, Inc. Second Edition. 2002.
7. Fisher, J.M., **“AISC Design Guide No. 7 Industrial Buildings: Roofs to Column Anchorage”**, Online Content, AISC, Chicago, IL. 2005.
8. West, M.A. and J.M. Fisher, **“AISC Design Guide No. 3 Serviceability Design Considerations for Low-Rise Buildings”**, Online Content, AISC, Chicago, IL. 2003.
9. Amrine, J.J, and J.A. Swanson, **“Effects of Variable Pretension on the Behavior of Bolted Connections with Prying,”** Engineering Journal, Vol. 41, No. 3, (3rd Qtr.), AISC, Chicago, IL. 2004.

ANEXOS.

Anexo 1. Planos

Anexo 2. Diseño de elementos a compresión.

a) Radio de giro en eje x: $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$; I_x (Inercia en eje x) y A (Área de la sección) (Ec A.1)

b) Radio de giro en eje y: $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$; I_y (Inercia en eje y) y A (Área de la sección) (Ec A.2)

c) Esbeltez en eje x: $\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x}$; K_x factor de longitud efectiva; L_x longitud libre del elemento en eje x. $\lambda_x < 200$ en elementos a compresión. (Ec A.3)

d) Esbeltez en eje y: $\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y}$; K_y factor de longitud efectiva; L_y longitud libre del elemento en eje y. $\lambda_y < 200$ en elementos a compresión. (Ec A.4)

e) Tensión crítica de pandeo elástica en eje x: $F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}$ (Ec A.5)

E : Módulo de elasticidad.

Dónde:

si: $\lambda_x \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$; (Ec A.6)

$$F_{crx} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_{ex}} \right] F_y \quad (\text{Ec A.7})$$

si: $\lambda_x > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (Ec A.8)

$$F_{crx} = 0.877 F_{ex} \quad (\text{Ec A.9})$$

con F_{crx} Tensión de pandeo eje x; F_y tensión de fluencia.

f) Tensión crítica de pandeo elástica en eje y: $F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$; (Ec A.10)

E : Módulo de elasticidad.

Dónde:

si: $\lambda_y \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ (Ec A.11)

$F_{cry} = \left[0.658 \frac{F_Y}{F_{ey}} \right] F_Y$ (Ec A.12)

si: $\lambda_y > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ (Ec A.13)

$F_{cry} = 0.877 F_{ey}$ (Ec A.14)

con F_{cry} Tensión de pandeo eje y; F_Y tensión de fluencia.

g) La resistencia de compresión nominal: $P_n = F_{cr} A$ (Ec A.15)

h) La resistencia de diseño en compresión: $\phi_c P_n$ (Ec A.16)

Donde $\phi_c P_n > P_u$; *resiste* (Ec A.17)

Donde $\phi_c P_n < P_u$; *fallo* (Ec A.18)

Anexo 3. Diseño de elementos a flexión. Analizando flexión en eje x.

a) Longitud de pandeo plástica eje x: $L_{px} = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (Ec A.19)

b) Longitud de pandeo elástica eje x:

$$L_{rx} = 1.95r_{tsx} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_{ox}}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_{ox}}{E Jc} \right)^2}} \quad (\text{Ec A.20})$$

Jc : Inercia torsional de la sección.

c) Radio de giro del ala a compresión eje x: $r_{tsx}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_{wy}}}{S_x}$ (Ec A.21)

$$\text{con } C_{wy} = \frac{I_y h_{ox}^2}{4} \quad (\text{Ec A.22})$$

Módulo de la sección elástico en eje x: S_x

Altura efectiva de la sección: h_{ox}

d) Distancia libre del elemento: L_{bx}

e) Momento plástico eje x: $M_{px} = F_y Z_x$ (Ec A.23)

Z_x módulo de la sección plástico eje x.

f) Momento elástico eje x: $M_{ex} = 0.70F_y S_x$ (Ec A.24)

g) Momento nominal eje x: $M_{nx} = C_b \left[M_{px} - (M_{px} - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_{px}}{L_{rx} - L_{px}} \right) \right]$ (Ec A.25)

C_b : Factor de modificación de pandeo lateral torsional.

h) Momento resistente eje x: $\phi_f M_{nx}$ (Ec A.26)

Donde $\phi_f M_{nx} > M_{ux}$; *resiste* (Ec A.27)

Donde $\phi_f M_{nx} < M_{ux}$; *fallo* (Ec A.28)

Analizando flexión en eje y.

a) Longitud de pandeo plástica eje y: $L_{py} = 1.76 r_x \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (Ec A.29)

b) Longitud de pandeo elástica eje y:

$$L_{ry} = 1.95 r_{tsy} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_y h_{oy}}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_y h_{oy}}{E Jc} \right)^2}} \quad (\text{Ec A.30})$$

Jc : Inercia torsional de la sección.

c) Radio de giro del ala a compresión eje y: $r_{tsy}^2 = \frac{\sqrt{I_x C_{wx}}}{S_y}$ (Ec A.31)

$$C_{wx} = \frac{I_x h_{oy}^2}{4} \quad (\text{Ec A.32})$$

Módulo de la sección elástico en eje y: S_y

Altura efectiva de la sección: h_{oy}

d) Distancia libre del elemento: L_{by}

e) Momento plástico eje y: $M_{py} = F_y Z_y$ (Ec A.33)

Z_y Módulo de la sección plástico eje y.

f) Momento elástico eje y: $M_{ey} = 0.70F_y S_y$ (Ec A.34)

g) Momento nominal eje y: $M_{ny} = C_b \left[M_{py} - (M_{py} - 0.7F_y S_y) \left(\frac{L_b - L_{py}}{L_{ry} - L_{py}} \right) \right]$ (Ec A.35)

C_b : Factor de modificación de pandeo lateral torsional.

h) Momento resistente eje x: $\phi_f M_{ny}$ (Ec A.36)

Donde $\phi_f M_{ny} > M_{uy}$; *resiste* (Ec A.37)

Donde $\phi_f M_{ny} < M_{uy}$; *fallo* (Ec A.38)

Anexo 4. Diseño de elementos a flexión pura.

$$\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec A.41})$$

$M_{ux}; M_{uy}$: Momento flector requerido o actuante ejes "x" y "y" respectivamente.

$$M_{cx} = \phi_f M_{nx} \quad \text{Momento flector resistente o disponible ejes x.} \quad (\text{Ec A.42})$$

$$M_{cy} = \phi_f M_{ny} \quad \text{Momento flector resistente o disponible ejes y.} \quad (\text{Ec A.43})$$